NORMA
BRASILEIRA

ABNT NBR 8800

Segunda edição
25.08.2008

Válida a partir de
25.09.2008

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

Design of steel and composite structures for buildings

Palavras-chave: Projeto. Estrutura. Aço. Aço e concreto. Edifícios.
Descriptors: Design. Structural. Steel. Steel and concrete. Buildings.

ICS 91.080.10; 91.080.99

ISBN 978-85-07-00933-7

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

Número de referência
ABNT NBR 8800:2008
237 páginas

© ABNT 2008

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008
Todos os direitos reservados. A menos que especificado de outro modo, nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida ou utilizada por qualquer meio, eletrônico ou mecânico, incluindo fotocópia e microfilme, sem permissão por escrito pela ABNT.

ABNT
Av.Treze de Maio, 13 - 28º andar
20031-901 - Rio de Janeiro - RJ
Tel.: + 55 21 3974-2300
Fax: + 55 21 2220-1762
abnt@abnt.org.br
www.abnt.org.br

Impresso no Brasil

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Sumário

Página

Prefácio x

Introdução x

1 Escopo 1

2 Referências normativas 2

3 Simbologia e unidades 5
3.1 Simbologia 5
3.1.1 Símbolos-base 5
3.1.2 Símbolos subscritos 8
3.2 Unidades 10

4 Condições gerais de projeto 10
4.1 Generalidades 10
4.2 Desenhos de projeto 10
4.3 Desenhos de fabricação 11
4.4 Desenhos de montagem 11
4.5 Materiais 11
4.5.1 Introdução 11
4.5.2 Aços estruturais e materiais de ligação 11
4.5.3 Concreto e aço das armaduras 13
4.6 Segurança e estados-limites 14
4.6.1 Critérios de segurança 14
4.6.2 Estados-limites 14
4.6.3 Condições usuais relativas aos estados-limites últimos (ELU) 14
4.6.4 Condições usuais relativas aos estados-limites de serviço (ELS) 14
4.7 Ações 15
4.7.1 Ações a considerar e classificação 15
4.7.2 Ações permanentes 15
4.7.3 Ações variáveis 15
4.7.4 Ações excepcionais 16
4.7.5 Valores das ações 16
4.7.6 Coeficientes de ponderação das ações 17
4.7.7 Combinações de ações 19
4.8 Resistências 22
4.8.1 Valores das resistências 22
4.8.2 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU) 23
4.8.3 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite de serviço (ELS) 24
4.9 Estabilidade e análise estrutural 24
4.9.1 Generalidades 24
4.9.2 Tipos de análise estrutural 24
4.9.3 Exigências de projeto para a estabilidade das barras componentes da estrutura 25
4.9.4 Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais 26
4.9.5 Sistemas resistentes a ações horizontais 27
4.9.6 Considerações para dimensionamento 27
4.9.7 Determinação dos esforços solicitantes para estados-limites últimos 28
4.9.8 Determinação de respostas para estados-limites de serviço 29
4.10 Análise estrutural de vigas contínuas e semicontínuas 29
4.11 Resistência e rigidez das contenções laterais 30
4.11.1 Generalidades 30
4.11.2 Pilares 31
4.11.3 Vigas 32
4.12 Integridade estrutural 34

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5 Condições específicas para o dimensionamento de elementos de aço 35
5.1 Condições gerais 35
5.1.1 Aplicabilidade 35
5.1.2 Relações entre largura e espessura em elementos comprimidos dos perfis de aço 36
5.2 Barras prismáticas submetidas à força axial de tração 37
5.2.1 Generalidades 37
5.2.2 Força axial resistente de cálculo 37
5.2.3 Área líquida efetiva 38
5.2.4 Área líquida 38
5.2.5 Coeficiente de redução 39
5.2.6 Barras ligadas por pino 41
5.2.7 Barras redondas com extremidades rosqueadas 43
5.2.8 Limitação do índice de esbeltez 43
5.3 Barras prismáticas submetidas à força axial de compressão 43
5.3.1 Generalidades 43
5.3.2 Força axial resistente de cálculo 44
5.3.3 Fator de redução χ 44
5.3.4 Limitação do índice de esbeltez 46
5.4 Barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante 46
5.4.1 Generalidades 46
5.4.2 Momento fletor resistente de cálculo 47
5.4.3 Força cortante resistente de cálculo 49
5.4.4 Chapas de reforço sobrepostas a mesas (lamelas) 53
5.4.5 Prescrições adicionais relacionadas a seções soldadas 53
5.5 Barras prismáticas submetidas à combinação de esforços solicitantes 53
5.5.1 Barras submetidas a momentos fletores, força axial e forças cortantes 53
5.5.2 Barras submetidas a momento de torção, força axial, momentos fletores e forças cortantes 55
5.6 Barras de seção variável 57
5.7 Mesas e almas de perfis I e H submetidas a forças transversais localizadas 57
5.7.1 Generalidades 57
5.7.2 Flexão local da mesa 58
5.7.3 Escoamento local da alma 58
5.7.4 Enrugamento da alma 59
5.7.5 Flambagem lateral da alma 59
5.7.6 Flambagem da alma por compressão 60
5.7.7 Cisalhamento do painel de alma 61
5.7.8 Apoios ou extremidades de vigas sem restrição à rotação e com alma livre 61
5.7.9 Exigências adicionais para enrijecedores para forças localizadas 61

6 Condições específicas para o dimensionamento de ligações metálicas 62
6.1 Generalidades 62
6.1.1 Bases de dimensionamento 62
6.1.2 Rigidez das ligações entre viga e pilar 63
6.1.3 Barras com ligações flexíveis nos apoios 63
6.1.4 Barras com ligações rígidas ou semi-rígidas nos apoios 63
6.1.5 Resistência mínima de ligações 63
6.1.6 Barras comprimidas transmitindo esforços por contato 64
6.1.7 Impedimento de rotação nos apoios 64
6.1.8 Disposição de soldas e parafusos 64
6.1.9 Combinação de parafusos e soldas 64
6.1.10 Fratura lamelar 65
6.1.11 Limitações de uso para ligações soldadas e parafusadas 65
6.1.12 Emendas de perfis pesados 65
6.1.13 Recortes de mesa de vigas para ligações e aberturas de acesso para soldagem 65
6.1.14 Considerações sobre ligações com perfis de seção tubular 66
6.2 Soldas 66
6.2.1 Generalidades 66
6.2.2 Áreas efetivas 66
6.2.3 Combinação de tipos diferentes de soldas 69
6.2.4 Exigências relativas ao metal da solda e aos procedimentos de soldagem 69
6.2.5 Força resistente de cálculo 71

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.2.6 Limitações ... 73
6.3 Parafusos e barras redondas rosqueadas ... 76
6.3.1 Parafusos de alta resistência ... 76
6.3.2 Áreas de cálculo ... 76
6.3.3 Força resistente de cálculo ... 77
6.3.4 Força resistente de parafusos de alta resistência em ligações por atrito ... 79
6.3.5 Efeito de alavanca ... 81
6.3.6 Dimensões e uso de furos e arruelas ... 82
6.3.7 Pega longa ... 84
6.3.8 Ligações de grande comprimento ... 84
6.3.9 Espaçamento mínimo entre furos ... 84
6.3.10 Espaçamento máximo entre parafusos ... 84
6.3.11 Distância mínima de um furo às bordas ... 84
6.3.12 Distância máxima de um parafuso ou barra rosqueada às bordas ... 85
6.4 Pinos ... 85
6.4.1 Generalidades ... 85
6.4.2 Esforços e tensão resistente de cálculo ... 85
6.5 Elementos de ligação ... 86
6.5.1 Generalidades ... 86
6.5.2 Ligações excêntricas ... 86
6.5.3 Elementos tracionados ... 86
6.5.4 Elementos comprimidos ... 87
6.5.5 Elementos submetidos a cisalhamento ... 87
6.5.6 Colapso por rasgamento ... 87
6.5.7 Chapas de enchimento ... 88
6.6 Pressão de contato ... 90
6.6.1 Força resistente de cálculo à pressão de contato ... 90
6.6.2 Superfícies usinadas ... 90
6.6.3 Superfícies não usinadas ... 90
6.6.4 Aparelhos de apoio cilíndricos maciços sobre superfícies planas usinadas ... 91
6.6.5 Apoios de concreto ... 91
6.7 Projeto, montagem e inspeção de ligações com parafusos de alta resistência ... 92
6.7.1 Generalidades ... 92
6.7.2 Parafusos, porcas e arruelas ... 92
6.7.3 Partes parafusadas ... 93
6.7.4 Instalação dos parafusos com protensão inicial ... 93
6.7.5 Inspeção ... 96
6.8 Bases de pilares ... 97

7 Condições específicas para o dimensionamento de elementos mistos de aço e concreto ... 97

8 Condições específicas para o dimensionamento de ligações mistas ... 97

9 Considerações adicionais de dimensionamento ... 97
9.1 Generalidades ... 97
9.2 Fadiga ... 97
9.3 Empoçamento progressivo ... 98
9.4 Fratura frágil ... 98
9.5 Temperaturas elevadas ... 98

10 Condições adicionais de projeto ... 98
10.1 Generalidades ... 98
10.2 Contraflechas ... 98
10.3 Corrosão nos componentes de aço ... 98
10.4 Diretrizes para durabilidade ... 99

11 Estados-limites de serviço ... 99
11.1 Generalidades ... 99
11.2 Bases para projeto ... 99
11.3 Deslocamentos ... 100
11.4 Vibrações ... 100
11.5 Variações dimensionais ... 100

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

11.6 Empoçamento de água em coberturas e pisos 100
11.7 Fissuração do concreto 100

12 Requisitos básicos de fabricação, montagem e controle de qualidade 101
12.1 Generalidades 101
12.1.1 Documentos de projeto 101
12.1.2 Símbolos padronizados e nomenclatura 101
12.1.3 Alterações de projeto 101
12.2 Fabricação da estrutura e pintura de fábrica 101
12.2.1 Fabricação 101
12.2.2 Pintura de fábrica 103
12.3 Montagem 104
12.3.1 Alinhamento de bases de pilares 104
12.3.2 Cuidados na montagem 104
12.3.3 Tolerâncias de montagem 104
12.3.4 Alinhamento 106
12.3.5 Ajustagem de ligações comprimidas em pilares 106
12.4 Controle de qualidade 106
12.4.1 Generalidades 106
12.4.2 Inspeção 106
12.4.3 Rejeição 106
12.4.4 Inspeção de soldas 106
12.4.5 Identificação do aço 106

Anexo A (normativo) Aços estruturais e materiais de ligação 107
A.1 Generalidades 107
A.2 Aços estruturais 107
A.3 Parafusos 110
A.4 Metais de soldas 110
A.5 Conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça 110

Anexo B (normativo) Prescrições complementares sobre as ações causadas pelo uso e ocupação 111
B.1 Escopo 111
B.2 Ações concentradas 111
B.3 Carregamento parcial 111
B.4 Impacto 111
B.4.1 Generalidades 111
B.4.2 Elevadores 111
B.4.3 Equipamentos 111
B.4.4 Pontes rolantes 112
B.4.5 Pendurais 112
B.5 Sobrecarga em coberturas 112
B.5.1 Coberturas comuns 112
B.5.2 Casos especiais 112
B.6 Sobrecarga em lajes na fase de construção 112
B.7 Ações e combinações de ações de pontes rolantes 112
B.7.1 Generalidades 112
B.7.2 Forças horizontais 112
B.7.3 Combinações de ações 113
B.7.3.1 Edifícios de uma nave 113
B.7.3.2 Edifícios de duas ou mais naves 114
B.7.3.3 Condições especiais 114
B.7.3.4 Fadiga 114

Anexo C (normativo) Deslocamentos máximos 115
C.1 Generalidades 115
C.2 Considerações de projeto 115
C.3 Valores máximos 115

Anexo D (normativo) Método da amplificação dos esforços solicitantes 118
D.1 Generalidades 118
D.2 Uso do método 118

Anexo E (normativo) Força axial de flambagem elástica e coeficiente de flambagem 121

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

E.1 Valores da força axial de flambagem elástica 121
E.1.1 Seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto 121
E.1.2 Seções monossimétricas, exceto o caso de cantoneiras simples previsto em E.1.4 122
E.1.3 Seções assimétricas, exceto o caso de cantoneiras simples previsto em E.1.4 122
E.1.4 Cantoneiras simples conectadas por uma aba 123
E.2 Valores do coeficiente de flambagem 124
E.2.1 Coeficiente de flambagem por flexão 124
E.2.2 Coeficiente de flambagem por torção 125

Anexo F (normativo) Flambagem local de barras axialmente comprimidas 126
F.1 Generalidades 126
F.2 Elementos comprimidos AL 126
F.3 Elementos comprimidos AA 129
F.4 Paredes de seções tubulares circulares 129

Anexo G (normativo) Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta 130
G.1 Generalidades 130
G.2 Momento fletor resistente de cálculo 130
G.3 Simbologia 136

Anexo H (normativo) Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta 138
H.1 Generalidades 138
H.2 Momento fletor resistente de cálculo 138

Anexo I (normativo) Aberturas em almas de vigas 141

Anexo J (normativo) Requisitos para barras de seção variável 142
J.1 Aplicabilidade 142
J.2 Força axial de tração resistente de cálculo 142
J.3 Força axial de compressão resistente de cálculo 142
J.4 Momento fletor resistente de cálculo 142

Anexo K (normativo) Fadiga 143
K.1 Aplicabilidade 143
K.2 Generalidades 143
K.3 Cálculo da tensão máxima e da máxima faixa de variação de tensões 144
K.4 Faixa admissível de variação de tensões 144
K.5 Parafusos e barras redondas rosqueadas 146
K.6 Requisitos especiais de fabricação e montagem 146

Anexo L (normativo) Vibrações em pisos 161
L.1 Considerações gerais 161
L.2 Avaliação precisa 161
L.3 Avaliação simplificada para as atividades humanas normais 161

Anexo M (normativo) Vibrações devidas ao vento 162

Anexo N (normativo) Durabilidade de componentes de aço frente à corrosão 163
N.1 Generalidades 163
N.2 Classificação dos ambientes 163
N.3 Escolha do sistema de proteção 164
N.4 Cuidados no projeto da estrutura 165
N.4.1 Introdução 165
N.4.2 Acessibilidade 165
N.4.3 Tratamento de frestas 165
N.4.4 Precauções para prevenir a retenção de água e sujeira 166
N.4.5 Tratamento de seções fechadas ou tubulares 167
N.4.6 Prevenção da corrosão galvânica 167

Anexo O (normativo) Vigas mistas de aço e concreto 168
O.1 Generalidades 168
O.1.1 Escopo e esclarecimentos 168
O.1.2 Determinação dos deslocamentos 169
O.1.3 Armadura da laje 171
O.2 Verificação ao momento fletor 173

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

O.2.1 Aplicabilidade 173
O.2.2 Largura efetiva 173
O.2.2.1 Vigas mistas biapoiadas 173
O.2.2.2 Vigas mistas contínuas e semicontínuas 173
O.2.2.3 Viga mista em balanço e trecho em balanço de viga mista 174
O.2.3 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivos 174
O 2.3.1 Construção escorada 174
O.2.4 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos negativos 180
O.2.4.1 Resistência da seção transversal 180
O.2.4.2 Considerações adicionais para as vigas semicontínuas 181
O.2.4.3 Número de conectores 182
O.2.5 Verificação da flambagem lateral com distorção da seção transversal 182
O.2.6 Disposições para lajes de concreto com fôrma de aço incorporada 187
O.2.6.1 Limitações 187
O.2.6.2 Fôrmas com nervuras perpendiculares ao perfil de aço 188
O.2.6.3 Fôrmas com nervuras paralelas ao perfil de aço 188
O.2.7 Disposições para lajes com pré-laje de concreto 189
O.3 Verificação à força cortante 189
O.4 Conectores de cisalhamento 189
O.4.1 Generalidades 189
O.4.2 Força resistente de cálculo de conectores 189
O.4.2.1 Pinos com cabeça 189
O.4.2.2 Perfil U laminado ou formado a frio 191
O.4.3 Localização e espaçamento de conectores de cisalhamento 191
O.4.4 Limitações complementares 192
O.5 Controle de fissuras do concreto em vigas mistas 192
O.5.1 Exigências 192
O.5.2 Armadura mínima de tração sob deformações impostas 192
O.5.3 Armadura mínima de tração sob ações impostas 194

Anexo P (normativo) Pilares mistos de aço e concreto 197
P.1 Generalidades 197
P.1.1 Escopo e esclarecimentos 197
P.1.2 Hipóteses básicas 198
P.1.3 Limites de aplicabilidade 198
P.1.4 Flambagem local dos elementos de aço 199
P.2 Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço e o concreto 199
P.2.1 Regiões de introdução de cargas 199
P.2.2 Trechos entre regiões de introdução de cargas 200
P.2.3 Forças de atrito adicionais devidas aos conectores 201
P.3 Pilares submetidos à compressão axial 202
P.4 Força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total 204
P.5 Pilares submetidos à flexo-compressão 204
P.5.1 Generalidades 204
P.5.2 Modelo de cálculo I 204
P.5.3 Modelo de cálculo II 205
P.5.4 Momentos fletores de plastificação de cálculo 206

Anexo Q (normativo) Lajes mistas de aço e concreto 211
Q.1 Generalidades 211
Q.1.1 Escopo e esclarecimentos 211
Q.1.2 Comportamento 211
Q.2 Verificação da fôrma de aço na fase inicial 212
Q.2.1 Estados-limites últimos 212
Q.2.2 Estado-limite de serviço 212
Q.3 Verificação da laje na fase final 212
Q.3.1 Estados-limites últimos 212
Q.3.2 Estado-limite de serviço 219
Q.4 Ações a serem consideradas 219
Q.4.1 Fase inicial 219
Q.4.2 Fase final 219
Q.4.3 Combinações de ações 220

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

Q.5 Disposições construtivas 220
Q.6 Verificação da laje para cargas concentradas ou lineares 220
Q.6.1 Distribuição 220
Q.6.2 Largura efetiva 221
Q.6.3 Armadura de distribuição 221
Q.7 Aços utilizados para fôrma e revestimento 222

Anexo R (normativo) Ligações mistas 223
R.1 Escopo e esclarecimentos 223
R.2 Comportamento dos componentes das ligações mistas 225
R.2.1 Componentes 225
R.2.2 Largura efetiva e exigências adicionais 225
R.2.3 Comportamento das barras da armadura tracionada 225
R.2.3.1 Rigidez inicial 225
R.2.3.2 Força resistente de cálculo 226
R.2.3.3 Capacidade de deformação 226
R.2.4 Comportamento dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo 227
R.2.4.1 Rigidez inicial 227
R.2.4.2 Força resistente de cálculo 228
R.2.4.3 Capacidade de deformação 228
R.2.5 Comportamento das partes metálicas da ligação mista 229
R.2.5.1 Ligação da alma da viga apoiada 229
R.2.5.2 Ligação da mesa inferior da viga apoiada 229
R.3 Propriedades fundamentais da ligação mista completa 232
R.3.1 Rigidez inicial 232
R.3.2 Momento fletor resistente 233
R.3.3 Capacidade de rotação 233
R.4 Capacidade de rotação necessária 234
R.5 Análise de vigas mistas semicontínuas 235
R.5.1 Fase inicial (antes de o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada) - Construção não-escorada 235
R.5.2 Fase final (após o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada) - Construção não-escorada 235

Anexo S (informativo) Bibliografia 236
S.1 Generalidades 236
S.2 Texto de interesse de 6.8 236
S.3 Textos de interesse do Anexo I 236
S.4 Textos de interesse de L.2 236
S.5 Textos de interesse do Anexo N 237
S.6 Textos de interesse de R.1.3 237

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Prefácio

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

Os Documentos Técnicos ABNT são elaborados conforme as regras das Diretivas ABNT, Parte 2.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) chama atenção para a possibilidade de que alguns dos elementos deste documento podem ser objeto de direito de patente. A ABNT não deve ser considerada responsável pela identificação de quaisquer direitos de patentes.

A ABNT NBR 8800 foi elaborada no Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-02), pela Comissão de Estudo de Estruturas de Aço (CE-02:125.03). O seu 1º Projeto circulou em Consulta Nacional conforme Edital nº 07, de 13.07.2007 a 10.09.2007, com o número de Projeto ABNT NBR 8800. O seu 2º Projeto circulou em Consulta Nacional conforme Edital nº 03, de 13.03.2008 a 12.05.2008, com o número de 2º Projeto ABNT NBR 8800.

Esta Norma inclui pilares mistos, lajes mistas e ligações mistas de aço e concreto, que não constavam na ABNT NBR 8800:1986 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios - Procedimento. Um anexo relacionado à execução de estruturas de aço, que fazia parte da ABNT NBR 8800:1986, não integra esta Norma. Também constavam na ABNT NBR 8800:1986 e não estão incluídas nesta Norma as prescrições relacionadas ao dimensionamento de olhais e à consideração do efeito do campo de tração na determinação da força cortante resistente de barras fletidas.

Esta segunda edição cancela e substitui a edição anterior (ABNT NBR 8800:1986), a qual foi tecnicamente revisada.

Introdução

Para a elaboração desta Norma foi mantida a filosofia da edição anterior, de modo que a esta Norma cabe definir os princípios gerais que regem o projeto à temperatura ambiente das estruturas de aço e das estruturas mistas de aço e concreto de edificações, incluindo passarelas de pedestres e suportes de equipamentos.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

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

1 Escopo

1.1 Esta Norma, com base no método dos estados-limites, estabelece os requisitos básicos que devem ser obedecidos no projeto à temperatura ambiente de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações, nas quais:

a) os perfis de aço sejam laminados ou soldados, ou de seção tubular com ou sem costura;

b) as ligações sejam executadas com parafusos ou soldas.

Os perfis de seção tubular podem ter forma circular ou retangular (a forma quadrada é considerada um caso particular da forma retangular).

As prescrições desta Norma se aplicam exclusivamente aos perfis de aço não-híbridos. Caso sejam usados perfis híbridos, devem ser feitas as adaptações necessárias, conforme 1.11.

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

1.3 Os perfis de aço devem ser fabricados obedecendo-se às Normas Brasileiras aplicáveis ou, na ausência destas, às normas da ASTM aplicáveis. Os perfis soldados podem ser fabricados por deposição de metal de solda ou por eletrofusão conforme os requisitos da ABNT NBR 15279.

1.4 Os princípios gerais estabelecidos nesta Norma aplicam-se às estruturas de edifícios destinados à habitação, de edifícios de usos comercial e industrial e de edifícios públicos. Aplicam-se também às estruturas de passarelas de pedestres e a suportes de equipamentos.

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

1.6 Esta Norma não abrange o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio, que deve ser feito de acordo com a ABNT NBR 14323. Para estruturas submetidas à ação de sismos, deve ser usada a ABNT NBR 15421. Para outras ações, como impactos e explosões, o responsável pelo projeto deve avaliar a necessidade do uso de normas complementares.

1.7 Esta Norma não abrange o dimensionamento de elementos estruturais constituídos por perfis formados a frio, que deve ser feito de acordo com a ABNT NBR 14762.

1.8 O responsável pelo projeto deve identificar todos os estados-limites aplicáveis, mesmo que alguns não estejam citados nesta Norma, e projetar a estrutura de modo que esses estados-limites não sejam violados.

1.9 Todos os aspectos e detalhes relacionados ao concreto dos elementos estruturais mistos que não constam explicitamente nesta Norma, como, por exemplo, disposições sobre ancoragem de barras de armadura, devem obedecer às prescrições da ABNT NBR 6118, no caso de concreto de densidade normal. No caso de concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, deve ser seguido o Eurocode 2 Part 1-1.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

1.10 É necessário que a execução da estrutura, nos aspectos que não foram prescritos nesta Norma, seja feita, na ausência de Norma Brasileira aplicável, de acordo com o AISC 303.

1.11 Para situações ou soluções construtivas não cobertas por esta Norma, o responsável técnico pelo projeto deve usar um procedimento aceito pela comunidade técnico-científica, acompanhado de estudos para manter o nível de segurança previsto por esta. Para situações ou soluções construtivas cobertas de maneira simplificada, o responsável técnico pelo projeto pode usar um procedimento mais preciso com os requisitos mencionados.

2 Referências normativas

Os documentos apresentados a seguir são indispensáveis à aplicação deste documento. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

ABNT NBR 5000:1981, *Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica*

ABNT NBR 5004:1981, *Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica*

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

ABNT NBR 5884:2005, *Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico – Requisitos gerais*

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

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

ABNT NBR 6118:2007, *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*

ABNT NBR 6120:1980, *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*

ABNT NBR 6123:1988, *Forças devidas ao vento em edificações*

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

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

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

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

ABNT NBR 7188:1984, *Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*

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

ABNT NBR 8681:2003, *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*

ABNT NBR 14323:1999, *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento*

ABNT NBR 14762:2001, *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento*

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

ABNT NBR 14859-1:2002, *Laje pré-fabricada – Requisitos – Parte 1: Lajes unidirecionais*

ABNT NBR 14859-2:2002, *Laje pré-fabricada – Requisitos – Parte 2: Lajes bidirecionais*

ABNT NBR 14860-1:2002, *Laje pré-fabricada – Pré-laje – Requisitos – Parte 1: Lajes unidirecionais*

ABNT NBR 14860-2:2002, *Laje pré-fabricada – Pré-laje – Requisitos – Parte 2: Lajes bidirecionais*

ABNT NBR 15279:2005, *Perfis estruturais de aço soldados por alta freqüência (eletrofusão) – Perfis I, H e T – Requisitos*

ABNT NBR 15421:2006, *Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento*

ISO 898-1:1999, *Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel – Part 1: Bolts, screws and studs*

ISO 1461:1999, *Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles – Specifications and test methods*

ISO 4016:1999, *Hexagon head bolts - Product grade C*

ISO 8501-1:2007, *Preparation of steel substrates before application of paints and related products – Visual assessment of surface cleanliness – Part 1: Rust grades and preparation grades of uncoated steel substrates and of steel substrates after overall removal of previous coatings*

ISO 9223:1992, *Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Classification*

ISO 9226:1992, *Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Determination of corrosion rate of standard specimens for the evaluation of corrosivity*

ISO 12944-1:1998, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 1: General introduction*

ISO 12944-2:1998, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 2: Classification of environments*

ISO 12944-3:1998, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 3: Design considerations*

ISO 12944-4:1998, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 4: Types of surface and surface preparation*

ISO 12944-5:2007, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 5: Protective paint systems*

ISO 12944-6:1998, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 6: Laboratory performance test methods*

ISO 12944-7:1998, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 7: Execution and supervision of paint work*

ISO 12944-8:1998, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 8: Development of specifications for new work and maintenance*

ISO 14713:1999, *Protection against corrosion of iron and steel in structures – Zinc and aluminium coatings – Guidelines*

ANSI/ASCE 3-91, *Standard for the structural design of composite slabs*

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

ANSI/AISC 360-05, *Specification for structural steel buildings*

ASME B18.2.6-2006, *Fasteners for use in structural applications*

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

ASTM A6/A6M-05a, *Standard specification for general requirements for rolled structural steel bars, plates, shapes, and sheet piling*

ASTM A36/A36M-05, *Standard specification for carbon structural steel*

ASTM A108-03e1, *Standard specification for steel bar, carbon and alloy, cold-finished*

ASTM A242/A242M-04, *Standard specification for high-strength low-alloy structural steel*

ASTM A307-04, *Standard specification for carbon steel bolts and studs, 60000 PSI tensile strength*

ASTM A325-04b, *Standard specification for structural bolts, steel, heat treated, 120/105 ksi minimum tensile strength*

ASTM A490-04a, *Standard specification for structural bolts, alloy steel, heat treated, 150 ksi minimum tensile strength*

ASTM A500-03a, *Standard specification for cold-formed welded and seamless carbon steel structural tubing in rounds and shapes*

ASTM A572/A572M-07, *Standard specification for high-strength low-alloy columbium-vanadium structural steel*

ASTM A588/A588M-05, *Standard specification for high-strength low-alloy structural steel with 50 ksi [345 MPa] minimum yield point to 4-in. [100-mm] thick*

ASTM A913/A913M-04, *Standard specification for high-strength low-alloy steel shapes of structural quality, produced by quenching and self-tempering process (QST)*

ASTM A992/A992M-06, *Standard specification for structural steel shapes*

ASTM F436-04, *Standard specification for hardened steel washers*

AWS A2.4:2007, *Standard symbols for welding, brazing, and nondestructive examination*

AWS A5.1/A5.1M:2004, *Specification for carbon steel electrodes for shielded metal arc welding*

AWS A5.5/A5.5M:2006, *Specification for low-alloy steel electrodes for shielded metal arc welding*

AWS A5.17/A5.17M – 97:R2007, *Specification for carbon steel electrodes and fluxes for submerged arc welding*

AWS A5.18/A5.18M:2005, *Specification for carbon steel electrodes and rods for gas shielded arc welding*

AWS A5.20/A5.20M:2005, *Carbon steel electrodes for flux cored arc welding*

AWS A5.23/A5.23M:2007, *Specification for low-alloy steel electrodes and fluxes for submerged arc welding*

AWS A5.28/A5.28M:R2007, *Specification for low-alloy steel electrodes and rods for gas shielded arc welding*

AWS A5.29/A5.29M:2005, *Low-alloy steel electrodes for flux cored arc welding*

AWS D1.1/D1.1M:2008, *Structural welding code steel*

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

AWS WI:2000, *Welding inspection handbook*

AISC 303-05, *Code of Standard practice for steel buildings and bridges*

CSSBI S2-2002, *Criteria for the testing of composite slabs*

Eurocode 2:2005, *Design of concrete structures – Part 1-1: General – Common rules for buildings and civil engineering structures*

Eurocode 3:2007, *Design of steel structures – Part 1-8: General – Design of joints*

Eurocode 4:2007, *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings*

Research Council on Structural Connections:2004, *Specification for structural joints using ASTM A325 or ASTM A490 bolts*

3 Simbologia e unidades

3.1 Simbologia

A simbologia adotada nesta Norma é constituída por símbolos-base (mesmo tamanho e no mesmo nível do texto corrente) e símbolos subscritos.

Os símbolos-base utilizados com mais freqüência encontram-se estabelecidos em 3.1.1 e os símbolos subscritos em 3.1.2.

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

3.1.1 Símbolos-base

Alguns símbolos-base apresentados a seguir estão acompanhados de símbolos subscritos, de forma a não gerar dúvidas na compreensão de seu significado.

3.1.1.1 Letras romanas minúsculas

a - distância

b - largura

b_f - largura da mesa

d - diâmetro; altura total da seção transversal; distância; dimensão

e - distância; excentricidade

f_{cd} - resistência de cálculo do concreto à compressão

f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão

f_u - resistência à ruptura do aço à tração

f_{ub} - resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

f_{ucs} - resistência à ruptura do aço do conector

f_y - resistência ao escoamento do aço

f_{yd} - resistência de cálculo ao escoamento do aço

f_{yF} - resistência ao escoamento do aço da fôrma

f_{yFd} - resistência de cálculo ao escoamento do aço da fôrma

f_{ys} - resistência ao escoamento do aço da armadura

f_{sd} - resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura

f_w - resistência à tração do metal da solda

g - gabarito de furação

h - altura

k - rigidez; parâmetro em geral

ℓ - comprimento

n - número (quantidade)

r - raio de giração; raio

t - espessura

t_f - espessura da mesa

t_w - espessura da alma

x - coordenada

y - coordenada; distância

3.1.1.2 Letras romanas maiúsculas

A - área

A_g - área bruta da seção transversal

C - coeficiente; constante de torção

C_b - fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

C_t - coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva

C_v - coeficiente de força cortante

C_w - constante de empenamento da seção transversal

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

D - diâmetro externo de elementos tubulares de seção circular

E, E_a - módulo de elasticidade do aço

E_c; E_{cs} - módulo de elasticidade secante do concreto

$E_{c,red}$ - módulo de elasticidade reduzido do concreto devido aos efeitos de retração e fluência

E_s - módulo de elasticidade do aço da armadura do concreto

F - força; valor de ação

F_G - valor característico das ações permanentes

F_Q - valor característico das ações variáveis

$F_{Q,exc}$ - valor característico das ações excepcionais

G - módulo de elasticidade transversal do aço; centro geométrico da seção transversal

I - momento de inércia

J - constante de torção

K - coeficiente de flambagem de barras comprimidas

L - vão; distância; comprimento

M - momento fletor

N - força axial

Q - fator de redução total associado à flambagem local

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

Q_{Rd} - força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento

R_d - resistência de cálculo; solicitação resistente de cálculo

S - rigidez

S_d - solicitação de cálculo

T – momento de torção

V - força cortante

W - módulo de resistência elástico

Z - módulo de resistência plástico

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

3.1.1.3 Letras gregas minúsculas

α - coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão; coeficiente em geral

α_E - relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do concreto

β - coeficiente de dilatação térmica; fator em geral; coeficiente em geral

δ - fator de contribuição do aço; deslocamento; flecha

ε - deformação

ϕ - diâmetro de barra de armadura

γ - coeficiente de ponderação da resistência ou das ações

λ - índice de esbeltez; parâmetro de esbeltez

λ_0 - índice de esbeltez reduzido

λ_p - parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

λ_r - parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas

μ - coeficiente médio de atrito

ν - coeficiente de Poisson

χ - fator de redução associado à resistência à compressão

χ_{dist} - fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal

ψ - fator de redução de ações; fator de combinação de ações

ρ - massa específica

σ - tensão normal

τ - tensão de cisalhamento

3.1.1.4 Letras gregas maiúsculas

Σ - somatório

3.1.2 Símbolos subscritos

3.1.2.1 Letras romanas minúsculas

a - aço; apoio

b - parafuso; barra redonda rosqueada; flexão

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

br - contenção

c - concreto; compressão; conexão ou ligação; elemento conectado; contato

cs - conector de cisalhamento

d - de cálculo

e - elástico; excentricidade

ef - efetivo

f - mesa

g - bruta; geométrico; ação permanente

h - furo

i - número de ordem

k - característico; nominal

n - líquida

p - pilar; pino

pℓ - plastificação

q - ação variável

red - reduzido

s - armadura

st - enrijecedor

t - tração

u - ruptura

v - cisalhamento; viga

w - alma; solda

x - relativo ao eixo x

y - escoamento; relativo ao eixo y

3.1.2.2 Letras romanas maiúsculas

F - fôrma de aço

G - ação permanente

Q - ação variável

Rd - resistente de cálculo

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Rk - resistente característico; resistente nominal

T - torção

Sd - solicitante de cálculo

3.2 Unidades

A maioria das expressões apresentadas nesta Norma possui homogeneidade dimensional. Em algumas expressões as unidades são indicadas de acordo com o Sistema Internacional (SI).

4 Condições gerais de projeto

4.1 Generalidades

4.1.1 As obras executadas total ou parcialmente com estrutura de aço ou com estrutura mista de aço e concreto devem obedecer a projeto elaborado de acordo com esta Norma, sob responsabilidade de profissionais legalmente habilitados.

4.1.2 Entende-se por projeto o conjunto de especificações, cálculos estruturais, desenhos de projeto, de fabricação e de montagem dos elementos de aço e desenhos de fôrmas e armação referentes às partes de concreto.

4.2 Desenhos de projeto

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

4.2.2 Os desenhos de projeto devem indicar quais as normas complementares que foram usadas e dar as especificações de todos os materiais estruturais empregados. Devem indicar também os dados relativos às ações adotadas e aos esforços solicitantes de cálculo a serem resistidos por barras e ligações, quando necessários para a preparação adequada dos desenhos de fabricação.

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

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

4.2.5 No caso de edifícios industriais, devem ser apresentados nos desenhos de projeto ou memorial de cálculo o esquema de localização das ações decorrentes dos equipamentos mais importantes que serão suportados pela estrutura, os valores dessas ações e, quando for o caso, os dados para a consideração de efeitos dinâmicos.

4.2.6 Quando o método construtivo for condicionante, tendo feito parte dos procedimentos do cálculo estrutural, devem ser indicados os pontos de içamento previstos e os pesos das peças da estrutura, além de outras informações similares relevantes. Devem ser levados em conta coeficientes de impacto adequados ao tipo de equipamento que será utilizado na montagem. Além disso, devem ser indicadas as posições que serão ocupadas temporariamente por equipamentos principais ou auxiliares de montagem sobre a estrutura, incluindo posição de amarração de cabos ou espinas. Outras situações que possam afetar a segurança da estrutura devem também ser consideradas.

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

4.2.8 Devem ser indicadas nos desenhos de projeto as contraflechas de vigas, inclusive de vigas treliçadas.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.3 Desenhos de fabricação

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

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

4.4 Desenhos de montagem

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

4.5 Materiais

4.5.1 Introdução

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

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

4.5.1.3 Nesta norma são usados os valores característicos ou nominais das propriedades mecânicas dos materiais, conforme definidos nas normas e especificações correspondentes (ver 4.8).

4.5.2 Aços estruturais e materiais de ligação

4.5.2.1 Designação de produtos ASTM

Os produtos especificados pela ASTM, quando suas dimensões e propriedades mecânicas são expressas no Sistema Internacional de Unidades, recebem no final da identificação a letra “M”. Nesta Norma, por simplicidade, essa letra é suprimida.

4.5.2.2 Aços para perfis, barras e chapas

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

4.5.2.2.2 Permite-se ainda o uso de outros aços estruturais, desde que tenham resistência ao escoamento máxima de 450 MPa, relação entre resistências à ruptura e ao escoamento não inferior a 1,18 e que o responsável pelo projeto analise as diferenças entre as especificações desses aços e daqueles mencionados em 4.5.2.2.1 e, principalmente, as diferenças entre os métodos de amostragem usados na determinação de suas propriedades mecânicas.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.5.2.3 Aços fundidos e forjados

Quando for necessário o emprego de elementos estruturais fabricados com aço fundido ou forjado, devem ser obedecidas normas ou especificações próprias deles.

4.5.2.4 Parafusos, porcas e arruelas

Os parafusos de aço de baixo teor de carbono devem satisfazer a ASTM A307 ou a ISO 898-1 Classe 4.6. Os parafusos de alta resistência devem satisfazer a ASTM A325 ou a ISO 4016 Classe 8.8. Os parafusos de aço-liga temperado e revenido devem satisfazer a ASTM A490 ou a ISO 4016 Classe 10.9. As porcas e arruelas devem satisfazer as especificações compatíveis, citadas no ANSI/AISC 360.

4.5.2.5 Eletrodos, arames e fluxos para soldagem

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4.5.2.5.2 A aprovação das especificações para eletrodos citadas em 4.5.2.5.1 é feita independentemente das exigências de ensaios de impacto que, na maior parte dos casos, não são necessários para edificações.

4.5.2.6 Conectores de cisalhamento

4.5.2.6.1 Os conectores de aço tipo pino com cabeça devem atender aos requisitos da AWS D1.1.

4.5.2.6.2 O aço dos conectores de cisalhamento em perfil U laminado deve obedecer a 4.5.2.1.

4.5.2.6.3 O aço dos conectores de cisalhamento em perfil U formado a frio deve obedecer aos requisitos da ABNT NBR 14762.

4.5.2.7 Aço da fôrma da laje mista

O aço da fôrma da laje mista e seu revestimento devem estar de acordo com Q.7.

4.5.2.8 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.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

4.5.2.9 Propriedades mecânicas gerais

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

a) módulo de elasticidade, $E = E_a$ = 200 000 MPa;

b) coeficiente de Poisson, ν_a = 0,3;

c) módulo de elasticidade transversal, G = 77 000 MPa;

d) coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 1{,}2 \times 10^{-5}$ °C^{-1};

e) massa específica, ρ_a = 7 850 kg/m^3.

4.5.3 Concreto e aço das armaduras

4.5.3.1 As propriedades do concreto de densidade normal devem obedecer à ABNT NBR 6118. Assim, a resistência característica à compressão desse tipo de concreto, f_{ck}, deve situar-se entre 20 MPa e 50 MPa, e os seguintes valores, para os efeitos desta Norma, devem ser adotados:

a) módulo de elasticidade, considerado como o módulo de deformação tangente inicial, $E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$, onde E_{ci} e f_{ck} são expressos em megapascal (MPa), para a situação usual em que a verificação da estrutura se faz em data igual ou superior a 28 dias;

b) módulo de elasticidade secante, a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados-limites de serviço, $E_{cs} = 0{,}85\, E_{ci}$;

c) coeficiente de Poisson, $\nu_c = 0{,}20$;

d) coeficiente de dilatação térmica, $\beta_c = 10^{-5}$ °C^{-1};

e) massa específica, ρ_c, igual a 2 400 kg/m^3 no concreto sem armadura e a 2 500 kg/m^3 no concreto armado.

Nesta Norma, por simplicidade, o módulo de elasticidade secante do concreto é referido apenas como módulo de elasticidade do concreto e representado por E_c.

4.5.3.2 O concreto de baixa densidade deve ter massa específica mínima de 1 500 kg/m^3 e máxima de 2 200 kg/m^3 sem armadura, e o módulo de elasticidade secante, em megapascal, deve ser tomado igual a:

$$E_{cs} = E_c = 40{,}5\left(\frac{\rho_c}{100}\right)^{1{,}5}\sqrt{f_{ck}}$$

onde:

ρ_c é a massa específica do concreto de baixa densidade, sem armadura, expressa em quilogramas por metro cúbico (kg/m^3);

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade à compressão, expressa em megapascal (MPa).

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

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.5.3.3 As propriedades do aço das armaduras devem obedecer à ABNT NBR 6118.

4.5.3.4 Todos os aspectos relacionados à questão da durabilidade do concreto de densidade normal devem estar de acordo com a ABNT NBR 6118. Para o concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, deve ser seguido o Eurocode 2 Part 1-1.

4.6 Segurança e estados-limites

4.6.1 Critérios de segurança

Os critérios de segurança adotados nesta Norma baseiam-se na ABNT NBR 8681.

4.6.2 Estados-limites

4.6.2.1 Para os efeitos desta Norma, devem ser considerados os estados-limites últimos (ELU) e os estados-limites de serviço (ELS). Os estados-limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional. Os estados-limites de serviço estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização.

4.6.2.2 O método dos estados-limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Se um ou mais estados-limites forem excedidos, a estrutura não atende mais aos objetivos para os quais foi projetada.

4.6.3 Condições usuais relativas aos estados-limites últimos (ELU)

4.6.3.1 As condições usuais de segurança referentes aos estados-limites últimos são expressas por desigualdades do tipo:

$$\theta(S_d, R_d) \geq 0$$

onde:

S_d representa os valores de cálculo dos esforços atuantes (em alguns casos específicos, das tensões atuantes), obtidos com base nas combinações últimas de ações dadas em 4.7.7.2;

R_d representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes (em alguns casos específicos, das tensões resistentes), obtidos em diversas partes desta Norma, conforme o tipo de situação.

4.6.3.2 Quando a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços atuantes, as condições de segurança tomam a seguinte forma simplificada:

$$R_d \geq S_d$$

4.6.4 Condições usuais relativas aos estados-limites de serviço (ELS)

4.6.4.1 As condições usuais referentes aos estados-limites de serviço são expressas por desigualdades do tipo:

$$S_{ser} \leq S_{lim}$$

onde:

S_{ser} representa os valores dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço das ações dadas em 4.7.7.3;

S_{lim} representa os valores-limites adotados para esses efeitos, fornecidos no Anexo C e em outras partes desta Norma.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.7 Ações

4.7.1 Ações a considerar e classificação

4.7.1.1 Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, levando-se em conta os estados-limites últimos e de serviço.

4.7.1.2 As ações a considerar classificam-se, de acordo com a ABNT NBR 8681, em permanentes, variáveis e excepcionais.

4.7.2 Ações permanentes

4.7.2.1 Generalidades

Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor-limite constante.

As ações permanentes são subdivididas em diretas e indiretas e devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

4.7.2.2 Ações permanentes diretas

As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos próprios dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. Constituem também ação permanente os empuxos permanentes, causados por movimento de terra e de outros materiais granulosos quando forem admitidos não removíveis.

Os pesos específicos do aço e do concreto e os de outros materiais estruturais e dos elementos construtivos fixos correntemente empregados nas construções, na ausência de informações mais precisas, podem ser avaliados com base nos valores indicados na ABNT NBR 6120.

Os pesos das instalações permanentes usualmente são considerados com os valores indicados pelos respectivos fornecedores.

4.7.2.3 Ações permanentes indiretas

As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas.

A retração e a fluência do concreto de densidade normal devem ser calculadas conforme a ABNT NBR 6118. Para o concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, devem ser calculadas conforme o Eurocode 2 Part 1-1.

Os deslocamentos de apoio somente precisam ser considerados quando gerarem esforços significativos em relação ao conjunto das outras ações. Esses deslocamentos devem ser calculados com avaliação pessimista da rigidez do material da fundação, correspondente, em princípio, ao quantil de 5 % da respectiva distribuição de probabilidade. O conjunto formado pelos deslocamentos de todos os apoios constitui-se numa única ação.

As imperfeições geométricas são levadas em conta de acordo com 4.9.

4.7.3 Ações variáveis

Ações variáveis são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção.

As ações variáveis comumente existentes são causadas pelo uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecargas em pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

As ações variáveis causadas pelo uso e ocupação são fornecidas no Anexo B, pela ABNT NBR 6120 e, no caso de passarelas de pedestres, pela ABNT NBR 7188.

Os esforços causados pela ação do vento devem ser determinados de acordo com a ABNT NBR 6123.

Os esforços decorrentes da variação uniforme de temperatura da estrutura são causados pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta e devem ser determinados pelo responsável técnico pelo projeto estrutural, considerando, entre outros parâmetros relevantes, o local da construção e as dimensões dos elementos estruturais. Recomenda-se, para a variação da temperatura da atmosfera, a adoção de um valor considerando 60 % da diferença entre as temperaturas médias máxima e mínima, no local da obra, com um mínimo de 10 °C. Para a insolação direta, deve ser feito um estudo específico. Nos elementos estruturais em que a temperatura possa ter distribuição significativamente diferente da uniforme, devem ser considerados os efeitos dessa distribuição. Na falta de dados mais precisos, pode ser admitida uma variação linear entre os valores de temperatura adotados, desde que a variação de temperatura considerada entre uma face e outra da estrutura não seja inferior a 5 °C.

Quando a estrutura, pelas suas condições de uso, estiver sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações e a possibilidade de fadiga deve ser considerada no dimensionamento dos elementos estruturais, de acordo com o Anexo K.

4.7.4 Ações excepcionais

Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. São ações excepcionais aquelas decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos excepcionais.

No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamentos, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.

4.7.5 Valores das ações

4.7.5.1 Valores característicos

Os valores característicos, F_k, das ações são estabelecidos nesta subseção em função da variabilidade de suas intensidades.

4.7.5.1.1 Ações permanentes

Para as ações permanentes, os valores característicos, F_{gk}, devem ser adotados iguais aos valores médios das respectivas distribuições de probabilidade. Esses valores estão definidos nesta subseção ou em Normas Brasileiras específicas, como a ABNT NBR 6120.

4.7.5.1.2 Ações variáveis

Os valores característicos das ações variáveis, F_{qk}, são estabelecidos por consenso e indicados em Normas Brasileiras específicas. Esses valores têm uma probabilidade prestabelecida de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, e estão definidos nesta subseção ou em Normas Brasileiras específicas, como as ABNT NBR 6120 e ABNT NBR 6123.

4.7.5.2 Valores característicos nominais

Para as ações que não tenham sua variabilidade adequadamente expressa por distribuições de probabilidade, os valores característicos são substituídos por valores característicos nominais, escolhidos de modo a assegurar o nível de exigência desta Norma.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.7.5.3 Valores representativos

As ações são quantificadas por seus valores representativos, F_r, que podem ser:

a) valores característicos ou valores característicos nominais, conforme 4.7.5.1 ou 4.7.5.2, respectivamente, e que são denominados simplesmente valores característicos nesta Norma;

b) valores convencionais excepcionais, que são os valores arbitrados para as ações excepcionais;

c) valores reduzidos, em função da combinação de ações, tais como:

— nas verificações de estados-limites últimos, quando a ação considerada se combina com a ação principal (ver 4.7.7.2), determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0 F_k$, que considera muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes (entende-se por ações variáveis de naturezas diferentes aquelas originadas por agentes distintos; por exemplo, ação do vento, sobrecarga de cobertura, carga acidental de piso e carga de equipamento são de naturezas diferentes);

— nas verificações de estados-limites de serviço (ver 4.7.7.3), determinados a partir dos valores característicos pelas expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, que estimam valores freqüentes e quase permanentes, respectivamente, de uma ação que acompanha a ação principal (ver 4.7.6.2.2).

4.7.5.4 Valores de cálculo

Os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores representativos, F_r, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f definidos em 4.7.6.

4.7.6 Coeficientes de ponderação das ações

As ações devem ser ponderadas pelo coeficiente γ_f, dado por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} \gamma_{f3}$$

onde:

γ_{f1} é a parcela do coeficiente de ponderação das ações γ_f, que considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} é a parcela do coeficiente de ponderação das ações γ_f, que considera a simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} é a parcela do coeficiente de ponderação das ações γ_f, que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado, de valor igual ou superior a 1,10.

Os valores de γ_f encontram-se estabelecidos em 4.7.6.1 e 4.7.6.2.

4.7.6.1 Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite último (ELU)

Os valores-base para verificação dos estados-limites últimos são apresentados nas Tabelas 1 e 2, para o produto $\gamma_{f1}\gamma_{f3}$ e para γ_{f2}, respectivamente. O produto $\gamma_{f1}\gamma_{f3}$ é representado por γ_g ou γ_q. O coeficiente γ_{f2} é igual ao fator de combinação ψ_0.

O valor do coeficiente de ponderação de cargas permanentes de mesma origem, num dado carregamento, deve ser o mesmo ao longo de toda a estrutura.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.7.6.2 Coeficientes de ponderação e fatores de redução das ações no estado-limite de serviço (ELS)

4.7.6.2.1 Em geral, o coeficiente de ponderação das ações para os estados-limites de serviço, γ_f, é igual a 1,0.

4.7.6.2.2 Nas combinações de ações de serviço (ver 4.7.7.3) são usados os fatores de redução ψ_1 e ψ_2, dados na Tabela 2, para obtenção dos valores freqüentes e quase permanentes das ações variáveis, respectivamente.

Tabela 1 — Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1}\,\gamma_{f3}$

Combinações	Ações permanentes (γ_g) [a c]					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições *in loco*	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)

	Ações variáveis (γ_q) [a d]			
	Efeito da temperatura [b]	Ação do vento	Ações truncadas [e]	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00

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

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

[c] Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m^2, ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

[d] Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m^2, ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

[e] Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela 2 — Valores dos fatores de combinação ψ_o e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis

Ações		γ_{f2} [a]		
		ψ_0	ψ_1 [d]	ψ_2 [e]
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas [b)]	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas [c]	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

[a] Ver alínea c) de 4.7.5.3.
[b] Edificações residenciais de acesso restrito.
[c] Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.
[d] Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0.
[e] Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

4.7.7 Combinações de ações

4.7.7.1 Generalidades

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezáveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período prestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação dos estados-limites últimos e dos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

4.7.7.2 Combinações últimas

Uma combinação última de ações pode ser classificada em normal, especial, de construção e excepcional.

4.7.7.2.1 Combinações últimas normais

As combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a edificação.

Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados-limites últimos aplicáveis. Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

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

onde:

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

4.7.7.2.2 Combinações últimas especiais

As combinações últimas especiais decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial, cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais. Os carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de vida útil da estrutura.

A cada carregamento especial corresponde uma única combinação última especial de ações, na qual devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, com seus valores característicos, e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezável de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação.

Aplica-se a seguinte expressão:

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

onde:

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável especial;

$\psi_{0j,ef}$ representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável especial F_{Q1}.

Os fatores $\psi_{0j,ef}$ são iguais aos fatores ψ_{0j} adotados nas combinações normais, salvo quando a ação variável especial F_{Q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que $\psi_{0j,ef}$ podem ser tomados como os correspondentes fatores de redução ψ_{2j}.

4.7.7.2.3 Combinações últimas de construção

As combinações últimas de construção devem ser levadas em conta nas estruturas em que haja riscos de ocorrência de estados-limites últimos, já durante a fase de construção. O carregamento de construção é transitório e sua duração deve ser definida em cada caso particular.

Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas sejam necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados-limites últimos que são de se temer durante a fase de construção. Em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

Para cada combinação, aplica-se a mesma expressão dada em 4.7.7.2.2, onde $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

4.7.7.2.4 Combinações últimas excepcionais

As combinações últimas excepcionais decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. As ações excepcionais somente devem ser consideradas no projeto de estrutura de determinados tipos de construção, nos quais essas ações não possam ser desprezadas e que, além disso, na concepção estrutural, não possam ser tomadas medidas que anulem ou atenuem a gravidade das conseqüências dos seus efeitos. O carregamento excepcional é transitório, com duração extremamente curta.

A cada carregamento excepcional corresponde uma única combinação última excepcional de ações, na qual devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, com seus valores característicos, e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezável de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme a ABNT NBR 8681. Nos casos de ações sísmicas, deve ser utilizada a ABNT NBR 15421.

Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_{\mathrm{d}} = \sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{m}} (\gamma_{\mathrm{gi}}\, F_{\mathrm{G\,i,k}}) + F_{\mathrm{Q,exc}} + \sum_{\mathrm{j=1}}^{\mathrm{n}} (\gamma_{\mathrm{qj}}\, \psi_{\mathrm{0j,ef}}\, F_{\mathrm{Qj,k}})$$

onde $F_{\mathrm{Q,exc}}$ é o valor da ação transitória excepcional.

4.7.7.3 Combinações de serviço

4.7.7.3.1 Generalidades

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, freqüentes e raras.

As expressões gerais apresentadas em 4.7.7.3.2 a 4.7.7.3.4 incluem as ações permanentes. Em algumas verificações apresentadas no Anexo C, essas ações podem ser desconsideradas.

4.7.7.3.2 Combinações quase permanentes de serviço

As combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade desse período. Essas combinações são utilizadas para os efeitos de longa duração e para a aparência da construção.

Nas combinações quase permanentes, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{\mathrm{Q,k}}$:

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

No contexto dos estados-limites de serviço, o termo “aparência” deve ser entendido como relacionado a deslocamentos excessivos que não provoquem danos a outros componentes da construção, e não a questões meramente estéticas.

4.7.7.3.3 Combinações freqüentes de serviço

As combinações freqüentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem da 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezável desse período, da ordem de 5 %. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites reversíveis, isto é, que não causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, incluindo os relacionados ao conforto dos usuários e ao funcionamento de equipamentos, tais como vibrações excessivas, movimentos laterais excessivos que comprometam a vedação, empoçamentos em coberturas (ver 9.3 e 11.6) e aberturas de fissuras.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Nas combinações freqüentes, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Q,k}$:

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

4.7.7.3.4 Combinações raras de serviço

As combinações raras são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites irreversíveis, isto é, que causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, e para aqueles relacionados ao funcionamento adequado da estrutura, tais como formação de fissuras e danos aos fechamentos.

Nas combinações raras, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{Q,k}$:

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

4.8 Resistências

4.8.1 Valores das resistências

4.8.1.1 Valores característicos e nominais

4.8.1.1.1 As resistências dos materiais são representadas pelos valores característicos definidos como aqueles que, em um lote de material, têm apenas 5 % de probabilidade de não serem atingidos.

4.8.1.1.2 Nesta Norma, o valor característico pode ser substituído pelo valor nominal, quando fornecido por norma ou especificação aplicável ao material. Por simplicidade, o termo “nominal” aplicado a uma resistência pode significar tanto uma resistência característica quanto uma resistência nominal.

4.8.1.2 Valores de cálculo

4.8.1.2.1 A resistência de cálculo f_d de um material é definida como:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

Nessa expressão, f_k é a resistência característica ou nominal e γ_m é o coeficiente de ponderação da resistência, dado por:

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

onde:

γ_{m1} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

γ_{m2} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera a diferença entre a resistência do material no corpo-de-prova e na estrutura;

γ_{m3} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

4.8.1.1.2 Quando uma determinada resistência não depender de medidas feitas convencionalmente em ensaios de corpos-de-prova padronizados dos materiais empregados, podem ser utilizadas tensões resistentes de cálculo para a determinação das solicitações resistentes de cálculo. Os valores das tensões resistentes de cálculo são estabelecidos, em cada caso particular, a partir das teorias de resistência dos elementos estruturais considerados.

4.8.1.1.3 Para o concreto, a resistência de cálculo dada em 4.8.1.2.1 refere-se à situação usual em que a verificação da estrutura se faz em data igual ou superior a 28 dias. Para data inferior a 28 dias, deve ser consultada a ABNT NBR 6118, para concreto de densidade normal, e o Eurocode 2 Part 1-1, na ausência de Norma Brasileira aplicável, para concreto de baixa densidade.

4.8.2 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU)

4.8.2.1 Os valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m do aço estrutural, do concreto e do aço das armaduras, representados respectivamente por γ_a, γ_c e γ_s, são dados na Tabela 3, em função da classificação da combinação última de ações. No caso do aço estrutural, são definidos dois coeficientes, γ_{a1} e γ_{a2}, o primeiro para estados-limites últimos relacionados a escoamento, flambagem e instabilidade e o segundo à ruptura.

4.8.2.2 Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m diferentes dos apresentados em 4.8.2.1 são dados nesta Norma, em alguns casos em que a resistência não está ligada diretamente a ensaio do material e sim de um conjunto estrutural onde a variabilidade das resistências ou o modelo analítico para determinação da resistência assim o exigir.

4.8.2.3 Outros valores de coeficientes de ponderação de resistências, como os relacionados a conectores de cisalhamento e metal de solda, são fornecidos em partes específicas desta Norma.

Tabela 3 — Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m

Combinações	Aço estrutural [a] γ_a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

[a] Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.8.3 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite de serviço (ELS)

Os limites estabelecidos para os estados-limites de serviço não necessitam de minoração, portanto, γ_m = 1,00.

4.9 Estabilidade e análise estrutural

4.9.1 Generalidades

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura, visando efetuar verificações de estados-limites últimos e de serviço.

A análise estrutural deve ser feita com um modelo realista, que permita representar a resposta da estrutura e dos materiais estruturais, levando-se em conta as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes. Onde necessário, a interação solo-estrutura e o comportamento das ligações devem ser contemplados no modelo.

4.9.2 Tipos de análise estrutural

O tipo de análise estrutural pode ser classificado de acordo com considerações do material e dos efeitos dos deslocamentos da estrutura.

4.9.2.1 Quanto aos materiais, os esforços internos podem ser determinados por:

a) análise global elástica (diagrama tensão-deformação elástico-linear);

b) análise global plástica: diagrama tensão-deformação rígido-plástico, elastoplástico perfeito ou elastoplástico não-linear.

Nesta norma, por simplicidade, o termo “global” pode ser omitido e a análise global plástica com diagrama tensão-deformação rígido-plástico é denominada análise rígido-plástica.

A análise global elástica é sempre permitida, mesmo que os esforços resistentes da seção transversal sejam avaliados considerando-se a plasticidade. Esta Norma trata em princípio desse tipo de análise, exceto nos casos explicitamente citados.

A análise global plástica pode ser usada para seções compactas (ver 5.1.2.1), desde que as seções e as ligações possuam capacidade de rotação suficiente para formação de rótulas plásticas e redistribuição de esforços solicitantes. A estabilidade da estrutura deve ser verificada para essa condição.

Pode-se efetuar redistribuição de momentos em vigas conforme 4.10.2.

A não-linearidade do material pode ser considerada em alguns casos, de forma indireta, efetuando-se uma análise elástica reduzindo-se a rigidez das barras.

4.9.2.2 Quanto ao efeito dos deslocamentos, os esforços internos podem ser determinados por:

a) análise linear (teoria de primeira ordem), com base na geometria indeformada da estrutura;

b) análise não-linear, com base na geometria deformada da estrutura.

A análise não-linear deve ser usada sempre que os deslocamentos afetarem de forma significativa os esforços internos. Essa análise pode ter como base teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações a resultados da teoria de primeira ordem. Nesta Norma, por simplicidade, os três tipos de análise são denominados de segunda ordem.

Os efeitos decorrentes dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura são ditos efeitos globais de segunda ordem (P-Δ) e os decorrentes da não-retilineidade dos eixos das barras, efeitos locais de segunda ordem (P-δ).

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

A classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais é dada em 4.9.4.

4.9.2.3 Métodos de análise que considerem direta ou indiretamente a influência da geometria deformada da estrutura (efeitos P-δ e P-Δ), das imperfeições iniciais, do comportamento das ligações e da redução de rigidez dos elementos componentes, quer pela não-linearidade do material, quer pelo efeito das tensões residuais, podem ser utilizados. Os métodos aproximados, apresentados em 4.9.7, satisfazem essas exigências.

4.9.3 Exigências de projeto para a estabilidade das barras componentes da estrutura

4.9.3.1 A estabilidade individual dos componentes da estrutura deve ser assegurada pelo atendimento das exigências das Seções 5 e 7. As imperfeições locais desses elementos já estão incorporadas às expressões de dimensionamento.

4.9.3.2 Os elementos projetados para conter lateralmente vigas e pilares em alguns pontos, definindo comprimentos destravados entre esses pontos (ver 4.9.6.1), devem atender às exigências de resistência e rigidez de 4.11. Essas exigências podem ser substituídas por uma análise de segunda ordem, de acordo com 4.9.2.2, que inclua as imperfeições geométricas iniciais das vigas e pilares a serem contidos lateralmente.

4.9.3.3 As imperfeições geométricas iniciais, mencionadas em 4.9.3.2, devem ser tomadas na forma de uma imperfeição equivalente global de $L/500$ ou local de $L/1\,000$, conforme o tipo de contenção adotado, onde L é o comprimento destravado do elemento. Se os elementos mencionados em 4.9.3.2 forem projetados para conter lateralmente mais de um pilar ou viga, devem ser considerados os efeitos das imperfeições de todos esses pilares ou vigas, porém multiplicados pelo fator de redução α_{red}, dado por:

$$\alpha_{red} = \sqrt{0{,}5\left(1+\frac{1}{m}\right)}$$

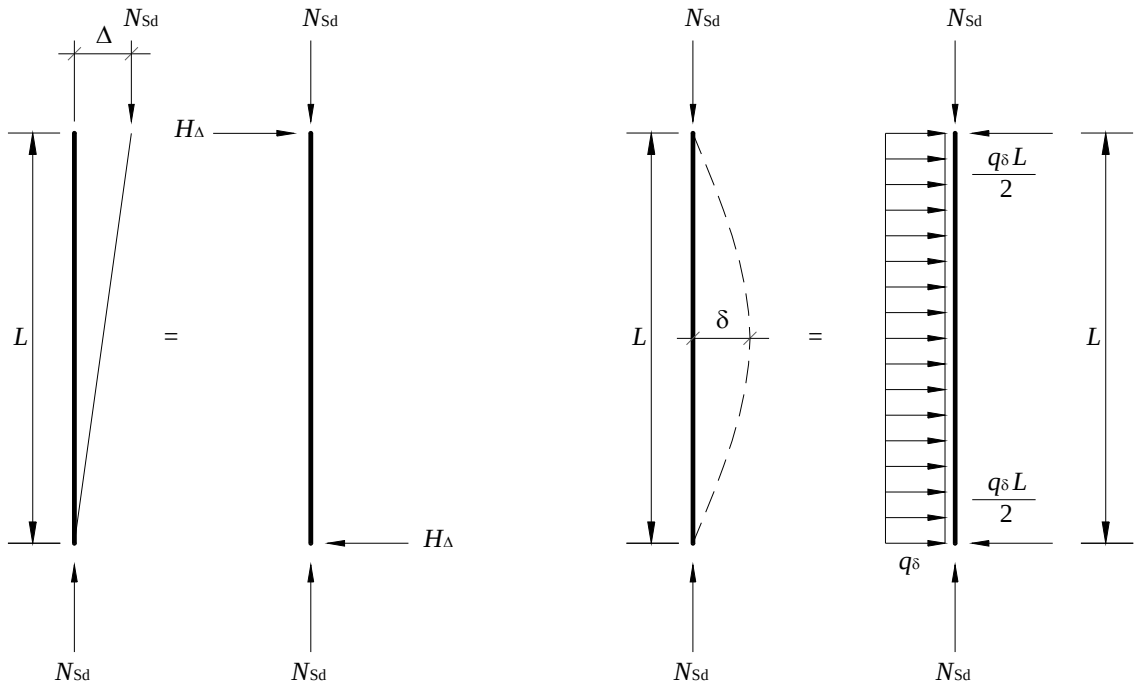
onde m é o número de pilares ou vigas a serem contidos lateralmente.

Permite-se também que as imperfeições geométricas sejam representadas por forças equivalentes, denominadas forças nocionais, que provoquem, nas vigas e pilares a serem contidos lateralmente, efeitos equivalentes aos das referidas imperfeições, como exemplificado na Figura 1. Esses efeitos devem ser encarados como valores mínimos para cálculo do sistema de travamento, mas não precisam ser adicionados às demais forças atuantes nele.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS



$$H_\Delta = \alpha_{red} \sum N_{Sd} \frac{\Delta}{L}$$

com $\Delta = L/500$

$$q_\delta = 8\alpha_{red} \sum N_{Sd} \frac{\delta}{L^2}$$

com $\delta = L/1000$

Figura 1 — Forças equivalentes (nocionais)

4.9.4 Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

4.9.4.1 Para efeito desta Norma, as estruturas são classificadas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais em estruturas de pequena deslocabilidade, média deslocabilidade ou grande deslocabilidade.

4.9.4.2 Uma estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade quando, em todos os seus andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, em todas as combinações últimas de ações estipuladas em 4.7.7.2, for igual ou inferior a 1,1.

4.9.4.3 Uma estrutura é classificada como de média deslocabilidade quando a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações estipuladas em 4.7.7.2, for superior a 1,1 e igual ou inferior a 1,4.

4.9.4.4 Uma estrutura é classificada como de grande deslocabilidade quando a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações estipuladas em 4.7.7.2, for superior a 1,4.

4.9.4.5 A classificação da estrutura deve ser obtida para as combinações últimas de ações estipuladas em 4.7.7.2 em que os deslocamentos horizontais provenientes das forças horizontais tenham os mesmos sentidos dos deslocamentos horizontais decorrentes das cargas gravitacionais.

4.9.4.6 A classificação da estrutura depende da combinação última de ações considerada. Por simplicidade, essa classificação pode ser feita uma única vez, tomando-se a combinação de ações que fornecer, além de forças horizontais, a maior resultante de carga gravitacional.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

4.9.4.7 Para a classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, as imperfeições iniciais de material, indicadas em 4.9.7, não necessitam ser consideradas na análise.

4.9.4.8 A relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, mencionada em 4.9.4.2, 4.9.4.3 e 4.9.4.4, pode ser aproximada de maneira aceitável pelo valor do coeficiente B_2, calculado de acordo com o Anexo D, sem a consideração das imperfeições iniciais de material indicadas em 4.9.7.

4.9.5 Sistemas resistentes a ações horizontais

4.9.5.1 Por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento e podem ser pórticos em forma de treliça, paredes de cisalhamento, incluindo aquelas que delimitam os núcleos de serviço dos edifícios, e pórticos nos quais a estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações.

4.9.5.2 Os elementos que não participam dos sistemas resistentes a ações horizontais são ditos elementos contraventados. As forças que estabilizam esses elementos devem ser transferidas para as subestruturas de contraventamento e ser consideradas no dimensionamento destas últimas.

4.9.5.3 Os elementos que não dependem das subestruturas de contraventamento para sua estabilidade são ditos elementos isolados. São elementos cujo comportamento independe do restante da estrutura. Elementos contraventados podem ser tratados também como elementos isolados.

4.9.6 Considerações para dimensionamento

4.9.6.1 Para os efeitos desta Norma, define-se comprimento destravado de uma barra como a distância entre dois pontos de contenção lateral ou entre um ponto de contenção lateral e uma extremidade. Um ponto de contenção lateral pode ser:

a) um nó de uma barra de uma subestrutura de contraventamento formada por um pórtico em forma de treliça ou por um pórtico no qual a estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações;

b) um ponto qualquer das subestruturas de contraventamentos citadas na alínea a) devidamente ligado (ver 4.9.3) a um nó dessas subestruturas;

c) um nó de um elemento contraventado devidamente ligado (4.9.3) a uma subestrutura de contraventamento.

4.9.6.2 Nos métodos de análise apresentados nesta subseção, permite-se, para barras prismáticas, o uso do comprimento de flambagem igual ao comprimento destravado da barra, ou seja, a adoção do coeficiente de flambagem K igual a $1{,}0$ neste comprimento. O uso de valores de K superiores a $1{,}0$ é substituído por imperfeições geométricas e de material iniciais equivalentes.

4.9.6.3 A determinação dos esforços solicitantes, para as combinações últimas de ações estipuladas em 4.7.7.2, deve ser realizada por meio de análise elástica de segunda ordem. Para estruturas de pequena deslocabilidade, pode ser feita análise de primeira ordem. Para vigas contínuas e semicontínuas, ver 4.10.

4.9.6.4 Se a estrutura possuir elementos estruturais mistos de aço e concreto, na análise estrutural, os valores da rigidez à flexão e da rigidez axial desses elementos devem ser adequadamente ajustados, considerando os efeitos de retração e fluência do concreto, se estes forem desfavoráveis. Por exemplo, em pilares mistos, devem ser usadas a rigidez efetiva à flexão $(EI)_e$ e a rigidez axial efetiva à compressão $(EA)_e$ dadas em P.3.4. Em vigas mistas de alma cheia, a rigidez à flexão deve ser tomada igual ao produto do módulo de elasticidade do aço pelo momento de inércia efetivo, I_{ef}, dado em O.1.2.2.1 e a rigidez axial igual ao produto do módulo de elasticidade do aço pela área da seção mista homogeneizada, conforme O.1.2.1, se a força axial for de compressão, ou a área da seção de aço, se a força axial for de tração. Em treliças mistas, deve ser usado um procedimento similar, observando-se o disposto em O.1.2.2.2.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.9.6.5 Caso seja feita análise de segunda ordem, permite-se, para os efeitos desfavoráveis das combinações normais e das combinações especiais ou de construção, que os esforços solicitantes sejam calculados inicialmente majorando-se as ações de γ_f / γ_{f3} , com $\gamma_{f3} = 1{,}10$, multiplicando-se a seguir os resultados por $1{,}10$, para obtenção dos esforços solicitantes finais.

4.9.6.6 Nas estruturas projetadas a partir de análise elástica, a estabilidade da estrutura como um todo e a de cada um de seus elementos componentes deve ser assegurada:

a) pela determinação dos esforços solicitantes de cálculo nas barras, ligações e outros elementos usando um dos métodos especificados em 4.9.7, e;

b) pelo atendimento das exigências desta Norma relacionadas aos estados-limites últimos.

4.9.7 Determinação dos esforços solicitantes para estados-limites últimos

4.9.7.1 Estruturas de pequena deslocabilidade e média deslocabilidade

4.9.7.1.1 Nas estruturas de pequena deslocabilidade e média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser levados em conta diretamente na análise, por meio da consideração, em cada andar, de um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior (deslocamento interpavimento) de $h/333$, sendo h a altura do andar (distância entre eixos de vigas). Admite-se também que esses efeitos sejam levados em conta por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente, denominada aqui força nocional, igual a 0,3 % do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais, no andar considerado. Não é necessário somá-las às reações horizontais de apoio. Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser considerados independentemente em duas direções ortogonais em planta da estrutura. Além disso, esses efeitos podem ser entendidos como um carregamento lateral mínimo da estrutura, exceto nas estruturas de pequena deslocabilidade, se for utilizada a condição prevista em 4.9.7.1.4.

4.9.7.1.2 Nas estruturas de média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições iniciais de material devem ser levados em conta na análise, reduzindo-se a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras para 80 % dos valores originais. Nas estruturas de pequena deslocabilidade, esses efeitos não precisam ser considerados na análise.

4.9.7.1.3 Os esforços solicitantes devem ser obtidos considerando-se os efeitos globais e locais de segunda ordem. O método da amplificação dos esforços solicitantes, dado no Anexo D, pode ser considerado uma aproximação aceitável para análise de segunda ordem. Ao se aplicar esse método a estruturas de média deslocabilidade, os coeficientes B_1 e B_2 devem ser calculados com as rigidezes reduzidas de acordo com 4.9.7.1.2.

4.9.7.1.4 Nas estruturas de pequena deslocabilidade, os efeitos globais de segunda ordem podem ser desconsiderados, desde que sejam atendidas as seguintes exigências:

a) as forças axiais solicitantes de cálculo de todas as barras cuja rigidez à flexão contribua para a estabilidade lateral da estrutura, em cada uma das combinações últimas de ações estipuladas em 4.7.7.2, não sejam superiores a 50 % da força axial correspondente ao escoamento da seção transversal dessas barras;

b) os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às respectivas combinações, inclusive àquelas em que atuem ações variáveis devidas ao vento.

Os efeitos locais de segunda ordem devem ser considerados amplificando-se os momentos fletores pelo coeficiente B_1, calculado de acordo com o Anexo D, mas com as grandezas que influem no seu valor obtidas da estrutura original, em todas as barras da estrutura.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.9.7.2 Estruturas de grande deslocabilidade

Nas estruturas de grande deslocabilidade, deve ser feita uma análise rigorosa, levando-se em conta as não-linearidades geométricas e de material. Opcionalmente, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, pode ser utilizado o procedimento de análise apresentado em 4.9.7.1 para as estruturas de média deslocabilidade, desde que os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às combinações últimas de ações em que atuem ações variáveis devidas ao vento.

4.9.8 Determinação de respostas para estados-limites de serviço

4.9.8.1 Para a determinação de respostas para estados-limites de serviço, devem ser utilizadas as combinações de serviço dadas em 4.7.7.3, não sendo necessário considerar as imperfeições iniciais geométricas e de material.

4.9.8.2 Para as estruturas de pequena e média deslocabilidade, pode ser feita análise elástica de primeira ordem. Para as estruturas de grande deslocabilidade, devem ser considerados os efeitos globais e locais de segunda ordem.

4.10 Análise estrutural de vigas contínuas e semicontínuas

4.10.1 Esta subseção aplica-se à determinação de esforços solicitantes de cálculo em vigas contínuas e semicontínuas, mistas ou não, apenas nos casos em que se possa considerar que os pilares ou outros elementos de comportamento similar não interfiram na distribuição de momentos fletores nos apoios. Nos demais casos, deve-se utilizar análise racional.

4.10.2 Para a determinação dos esforços solicitantes de cálculo, a análise pode ser rígido-plástica ou elástica, sem redistribuição de momentos. Recomenda-se o primeiro tipo de análise para um melhor aproveitamento do sistema estrutural. Alternativamente, pode-se utilizar análise elástica com redistribuição de momentos com base no ANSI/AISC 360, para vigas de aço, ou no Eurocode 4 Part 1-1, para vigas mistas, na ausência de norma brasileira aplicável.

4.10.3 Para a realização da análise rígido-plástica, deve ser obedecido o disposto em 4.10.5 e 4.10.6, devendo-se ainda assegurar que, em cada ponto de formação de rótula plástica:

a) a seção transversal do perfil de aço seja simétrica em relação ao plano da alma e possua contenção lateral adequada;

b) a capacidade de rotação seja suficiente para permitir a formação da rótula plástica e, conseqüentemente, a redistribuição de momentos fletores.

4.10.4 A exigência contida em 4.10.3b) pode ser considerada atendida se a seção transversal do perfil de aço for compacta e:

a) em vigas contínuas, as ligações nos pontos de formação de rótula plástica possuírem resistência pelo menos 20 % superior à das vigas (as ligações soldadas em toda a seção transversal do perfil de aço com solda de penetração total podem ser consideradas adequadas), sendo que, nas vigas contínuas mistas, devem também ser atendidas as exigências dadas em 4.10.7;

b) em vigas semicontínuas, a capacidade de rotação das ligações for comprovadamente superior à capacidade de rotação necessária do sistema (ver Anexo R para ligações mistas).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.10.5 Em vigas contínuas e semicontínuas de aço (não mistas), o comprimento destravado da mesa comprimida nos trechos situados entre dois pontos adjacentes de formação de rótulas plásticas não deve exceder:

a) em seções I duplamente simétricas ou simétricas em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma, com a área da mesa comprimida igual ou maior que a da mesa tracionada, carregadas no plano da alma:

$$L_{pd} = \left[0{,}12 + 0{,}076\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\left(\frac{E}{f_y}\right)r_y$$

b) em seções sólidas retangulares, seções caixão e tubulares retangulares duplamente simétricas, todas fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia:

$$L_{pd} = \left[0{,}17 + 0{,}10\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\left(\frac{E}{f_y}\right)r_y \geq 0{,}10\left(\frac{E}{f_y}\right)r_y$$

onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

r_y é o raio de giração em relação ao eixo de menor momento de inércia;

M_1/M_2 é a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo, nas extremidades do comprimento destravado considerado, tomada positiva quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples.

Não existem limites para o comprimento destravado de seções sólidas e tubulares circulares e qualquer outra seção, desde que fletida em relação ao eixo de menor momento de inércia.

4.10.6 Em vigas mistas contínuas, λ_{dist} não deve superar 0,4 (ver O.2.5 – Anexo O). Para vigas mistas semicontínuas, ver O.2.4.2 e O.2.5 – Anexo O.

4.10.7 Em vigas mistas contínuas, a menos que se comprove que as ligações possuam capacidade de rotação suficiente, devem ser atendidas ainda as seguintes exigências (além das exigências específicas para ligações mistas - ver Anexo R):

a) um vão qualquer não pode ter comprimento 50 % superior a um vão adjacente;

b) um vão de extremidade não pode ter comprimento 15 % superior ao vão adjacente.

4.11 Resistência e rigidez das contenções laterais

4.11.1 Generalidades

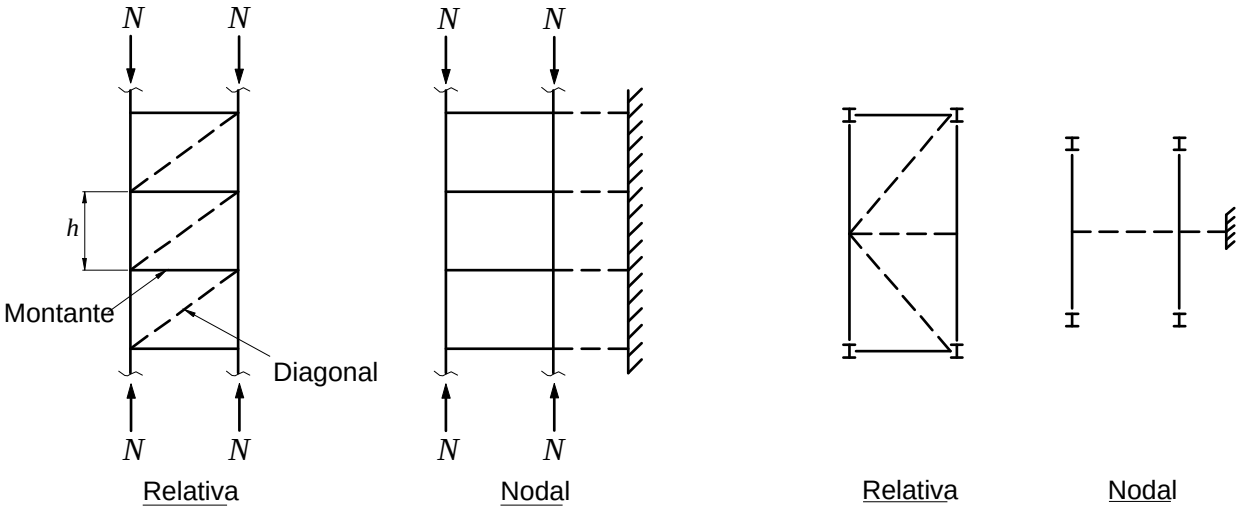
4.11.1.1 As exigências a seguir relacionam-se aos esforços resistentes de cálculo e às rigidezes mínimas de cálculo que as contenções laterais de pilares e vigas devem ter para que sejam efetivas, de modo que esses elementos possam ser calculados considerando o comprimento destravado igual à distância entre os pontos nos quais as contenções estejam presentes. Deve-se procurar colocar as contenções perpendiculares ao elemento a ser travado; os esforços (força ou momento) e a rigidez (força por unidade de deslocamento ou momento por unidade de rotação) de contenções inclinadas ou diagonais devem ser ajustadas para o ângulo de inclinação. A avaliação da rigidez fornecida pelas contenções deve incluir suas dimensões e propriedades geométricas, bem como os efeitos das ligações e os detalhes de ancoragem.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

4.11.1.2 São considerados dois tipos de contenção: relativa e nodal. A contenção relativa controla o movimento de um ponto contido em relação aos pontos contidos adjacentes, ao passo que a contenção nodal controla especificamente o movimento do ponto contido, sem interação com os pontos contidos adjacentes (a Figura 2 ilustra os dois tipos de contenção em barras axialmente comprimidas e fletidas). A resistência e a rigidez fornecidas pela análise de estabilidade da contenção não devem ser menores que os limites exigidos.



a) Contenção em barras axialmente comprimidas **b) Contenção em barras fletidas**

Figura 2 — Tipos de contenção

4.11.2 Pilares

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

4.11.2.2 A força resistente de cálculo e a rigidez necessárias das contenções relativas são dadas, respectivamente, por:

$$F_{br} = 0{,}004\, N_{Sd}$$

$$S_{br} = \frac{2\,\gamma_r\, N_{Sd}}{L_{bc}}$$

onde:

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

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

L_{bc} é a distância entre contenções, observando-se o disposto em 4.11.2.4.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.11.2.3 A força resistente e a rigidez de cálculo necessárias das contenções nodais, quando elas forem igualmente espaçadas, são dadas, respectivamente, por:

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

$$S_{br} = \frac{2\left(4 - \frac{2}{n}\right)\gamma_r N_{Sd}}{L_{bc}}$$

onde n é o número de contenções.

4.11.2.4 Quando a distância entre os pontos de contenção for menor que L_{qc}, onde L_{qc} é o comprimento máximo destravado que permite que o pilar resista à força axial de compressão solicitante de cálculo, pode-se tomar L_{bc} igual a L_{qc}.

4.11.3 Vigas

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

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

4.11.3.3 A força resistente e a rigidez de cálculo necessárias das contenções de translação relativas são dadas, respectivamente, por:

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

$$S_{br} = \frac{4 \gamma_r M_{Sd} C_d}{L_{bb} h_o}$$

onde:

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

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

h_o é a distância entre os centros geométricos das mesas;

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

L_{bb} é a distância entre contenções (comprimento destravado), observando-se o disposto em 4.11.3.5.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4.11.3.4 A força resistente e a rigidez de cálculo necessárias das contenções de translação nodais são dadas, respectivamente, por:

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

$$S_{br} = \frac{10\, \gamma_r\, M_{Sd}\, C_d}{L_{bb}\, h_o}$$

4.11.3.5 Quando a distância entre os pontos de contenção é menor que L_{qb}, onde L_{qb} é o comprimento máximo destravado que permite que a viga resista ao momento fletor solicitante de cálculo, pode-se tomar L_{bb} igual a L_{qb}.

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

4.11.3.7 As contenções de torção nodais devem ter uma ligação com a viga que possua um momento fletor resistente de cálculo, M_{br}, e uma rigidez de cálculo mínima de pórtico ou de diafragma, S_{Tb}, cujos valores, respectivamente, são:

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

$$S_{Tb} = \frac{S_T}{\left(1 - \dfrac{S_T}{S_{sec}}\right)}$$

onde:

L é o vão da viga;

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

C_b é um fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, definido em 5.4.2.3 e 5.4.2.4;

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

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

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

$$S_{sec} = \frac{3{,}3\, E}{h_o} \left(\frac{1{,}5\, h_o\, t_w^3}{12} + \frac{t_{st}\, b_{st}^3}{12} \right)$$

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

t_w é a espessura da alma da viga;

t_{st} é a espessura do enrijecedor;

b_{st} é a largura do enrijecedor situado de um lado (usar duas vezes a largura do enrijecedor para pares de enrijecedores).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

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

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

4.11.3.8 Para as contenções de torção contínuas, devem ser usadas as mesmas expressões dadas em 4.11.3.7, tomando-se L/n igual a 1,00, o momento e a rigidez por unidade de comprimento e a rigidez à distorção da alma da viga, S_{sec}, como:

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

4.12 Integridade estrutural

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

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

4.12.3 A estrutura deve ser projetada como uma entidade tridimensional deve ser robusta e estável sob condições normais de carregamento e não deve, na eventualidade de ocorrer um acidente ou de ser utilizada inadequadamente, sofrer danos desproporcionais às suas causas. Para atender a estes requisistos, na ausência de estudos específicos, podem ser seguidas as prescrições dadas em 4.12.4 a 4.12.8.

4.12.4 Cada pilar de um edifício deve ser efetivamente travado por meio de escoras (contenções) horizontais em pelo menos duas direções, de preferência ortogonais, em cada nível suportado por esse pilar, inclusive coberturas, conforme a Figura 3.

4.12.5 Linhas contínuas de escoras devem ser colocadas o mais próximo possível das bordas do piso ou cobertura e em cada linha de pilar, e nos cantos reentrantes as escoras devem ser adequadamente ligadas à estrutura, de acordo com a Figura 3.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

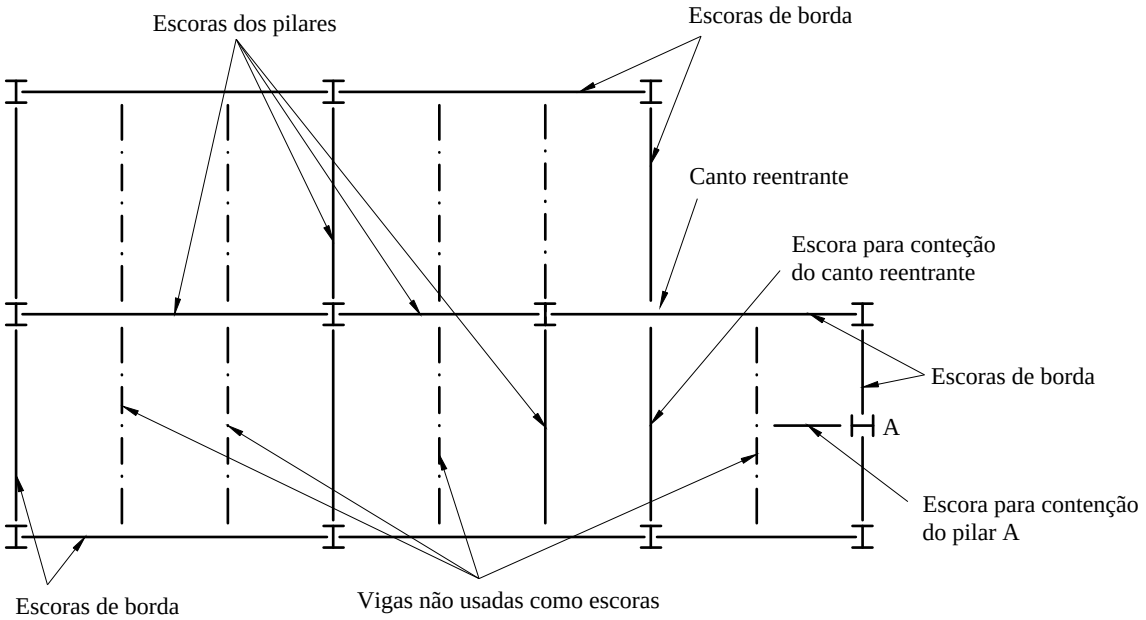


Figura 3 — Exemplo de escoramento dos pilares de um edifício

4.12.6 As escoras horizontais podem ser constituídas de perfis de aço, inclusive aquelas utilizadas para outros fins, como vigas de piso e tesouras de cobertura, ou pelas lajes adequadamente ligadas aos pilares e ao restante da estrutura de aço.

4.12.7 As escoras horizontais e suas respectivas ligações devem ser compatíveis com os demais elementos da estrutura da qual fazem parte e ser dimensionadas para as ações de cálculo e também para suportar uma força de tração de cálculo, que não deve ser adicionada a outras ações, de pelo menos 1 % da força solicitante de cálculo no pilar ou 75 kN, a que for maior. No caso de coberturas ou pisos sem lajes de concreto, as escoras dos pilares de extremidade e suas respectivas ligações devem ser dimensionadas para as ações de cálculo e também para suportar uma força de compressão e de tração de cálculo, que não deve ser adicionada a outras ações, de pelo menos 75 kN. Além disso, as escoras devem atender às prescrições aplicáveis dadas em 4.11.

4.12.8 Nos edifícios de andares múltiplos, quando a legislação em vigor exigir que a falha acidental de um pilar não cause colapso progressivo, as vigas e suas respectivas ligações aos pilares devem ser dimensionadas para resistir à atuação isolada de uma força de tração correspondente à reação vertical de cálculo obtida da combinação última entre ações permanentes diretas e as decorrentes do uso e ocupação da edificação. Permite-se, nesse caso, uma análise mais rigorosa, considerando grandes deslocamentos e grandes deformações. Adicionalmente, as emendas de pilares devem ser capazes de suportar uma força de tração correspondente à maior reação de cálculo, obtida da combinação entre as ações permanentes diretas e as decorrentes do uso e ocupação da edificação, aplicada no pilar por um pavimento situado entre a emenda em consideração e a emenda posicionada imediatamente abaixo.

5 Condições específicas para o dimensionamento de elementos de aço

5.1 Condições gerais

5.1.1 Aplicabilidade

Esta seção trata do dimensionamento de elementos estruturais de aço submetidos a ações estáticas. Para elementos estruturais sujeitos à fadiga, ver exigências adicionais em 9.2.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.1.2 Relações entre largura e espessura em elementos comprimidos dos perfis de aço

5.1.2.1 Classificação das seções transversais

5.1.2.1.1 Dependendo do valor do parâmetro de esbeltez λ dos componentes comprimidos em relação a λ_p e λ_r (ver 5.1.2.1.2), as seções transversais são classificadas em:

a) compactas: seções cujos elementos comprimidos possuem λ não superior a λ_p e cujas mesas são ligadas continuamente à(s) alma(s) (ver 5.1.2.1.3);

b) semicompactas: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_p, mas não λ_r (ver 5.1.2.1.4);

c) esbeltas: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_r (ver 5.1.2.1.5).

5.1.2.1.2 O parâmetro de esbeltez dos elementos comprimidos é definido em 5.1.2.2 e os parâmetros de esbeltez λ_p e λ_r são fornecidos para os diversos tipos de solicitação ao longo desta Norma.

5.1.2.1.3 As seções compactas são capazes de desenvolver uma distribuição de tensões totalmente plástica, com grande rotação antes do início da flambagem local. Essas seções são adequadas para análise plástica, devendo no entanto, para esse tipo de análise, ter um eixo de simetria no plano do carregamento quando submetidas à flexão, e ser duplamente simétricas quando submetidas à força axial de compressão.

5.1.2.1.4 Nas seções semicompactas, os elementos comprimidos podem atingir a resistência ao escoamento, levando-se em conta as tensões residuais, antes que a flambagem local ocorra, mas não apresentam grande capacidade de rotação.

5.1.2.1.5 Nas seções esbeltas, um ou mais elementos comprimidos flambam em regime elástico, levando-se em conta as tensões residuais.

5.1.2.2 Tipos e parâmetro de esbeltez de elementos componentes

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

5.1.2.2.2 O parâmetro de esbeltez dos elementos componentes da seção transversal é definido pela relação entre largura e espessura (relação b/t).

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

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

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

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

d) para almas e mesas de seções tubulares retangulares, o comprimento da parte plana do elemento (se esse comprimento não é conhecido, pode ser tomado como a largura total medida externamente menos três vezes a espessura);

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

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

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

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

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

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

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

5.2 Barras prismáticas submetidas à força axial de tração

5.2.1 Generalidades

5.2.1.1 Esta subseção aplica-se a barras prismáticas submetidas à força axial de tração, incluindo barras ligadas por pinos e barras redondas com extremidades rosqueadas.

5.2.1.2 No dimensionamento, deve ser atendida a condição:

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

onde:

$N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante de cálculo;

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

Devem ainda ser observadas as considerações estabelecidas em 5.2.8, relacionadas à limitação da esbeltez.

5.2.2 Força axial resistente de cálculo

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

a) para escoamento da seção bruta

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \, f_y}{\gamma_{a1}}$$

b) para ruptura da seção líquida

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \, f_u}{\gamma_{a2}}$$

onde:

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

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

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

f_u é a resistência à ruptura do aço.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.2.3 Área líquida efetiva

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

$$A_e = C_t \, A_n$$

onde:

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

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

5.2.4 Área líquida

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

a) em ligações parafusadas, a largura dos furos deve ser considerada 2,0 mm maior que a dimensão máxima desses furos, definida em 6.3.6, perpendicular à direção da força aplicada (alternativamente, caso se possa garantir que os furos sejam executados com broca, pode-se usar a largura igual à dimensão máxima);

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

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.

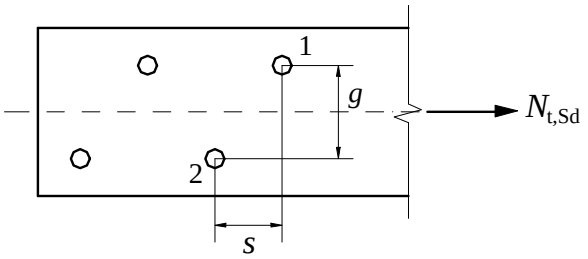


Figura 4 — Ilustração dos espaçamentos *s* e *g* entre os furos 1 e 2

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

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

5.2.5 Coeficiente de redução

O coeficiente de redução da área líquida, C_t, tem os seguintes valores:

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

$$C_t = 1{,}00$$

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

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

onde A_c é a área da seção transversal dos elementos conectados;

c) nas barras com seções transversais abertas, quando a força de tração for transmitida somente por parafusos ou somente por soldas longitudinais ou ainda por uma combinação de soldas longitudinais e transversais para alguns (não todos) elementos da seção transversal (devendo, no entanto, ser usado 0,90 como limite superior, e não se permitindo o uso de ligações que resultem em um valor inferior a 0,60):

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

onde:

e_c é a excentricidade da ligação, igual à distância do centro geométrico da seção da barra, G, ao plano de cisalhamento da ligação (em perfis com um plano de simetria, a ligação deve ser simétrica em relação a ele e são consideradas, para cálculo de C_t, duas barras fictícias e simétricas, cada uma correspondente a um plano de cisalhamento da ligação, por exemplo, duas seções T no caso de perfis I ou H ligados pelas mesas ou duas seções U, no caso desses perfis serem ligados pela alma - ver Figura 5);

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

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

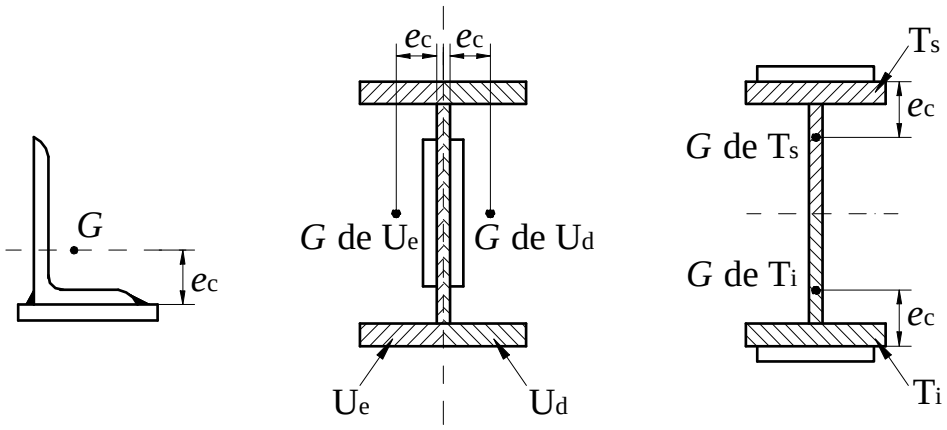


Figura 5 — Ilustração dos valores de e_c em seções abertas

d) nas chapas planas, quando a força de tração for transmitida somente por soldas longitudinais ao longo de ambas as suas bordas, conforme a Figura 6 (ver 6.2.6.2.3):

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

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

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

onde:

ℓ_w é o comprimento dos cordões de solda;

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

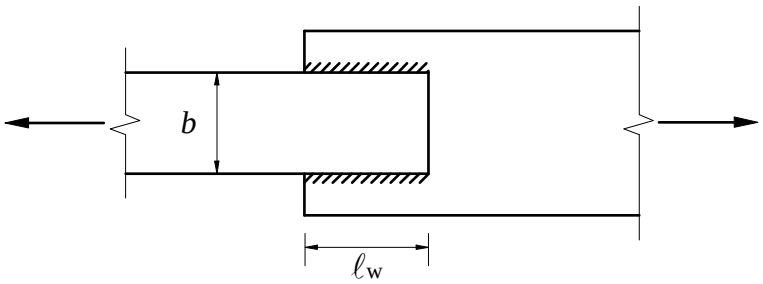


Figura 6 — Chapa plana com força de tração transmitida por solda longitudinal

e) como na alínea c), nas barras com seções tubulares retangulares, quando a força de tração for transmitida por meio de uma chapa de ligação concêntrica ou por chapas de ligação em dois lados opostos da seção, desde que o comprimento da ligação, ℓ_c, não seja inferior à dimensão da seção na direção paralela à(s) chapa(s) de ligação (Figura 7);

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

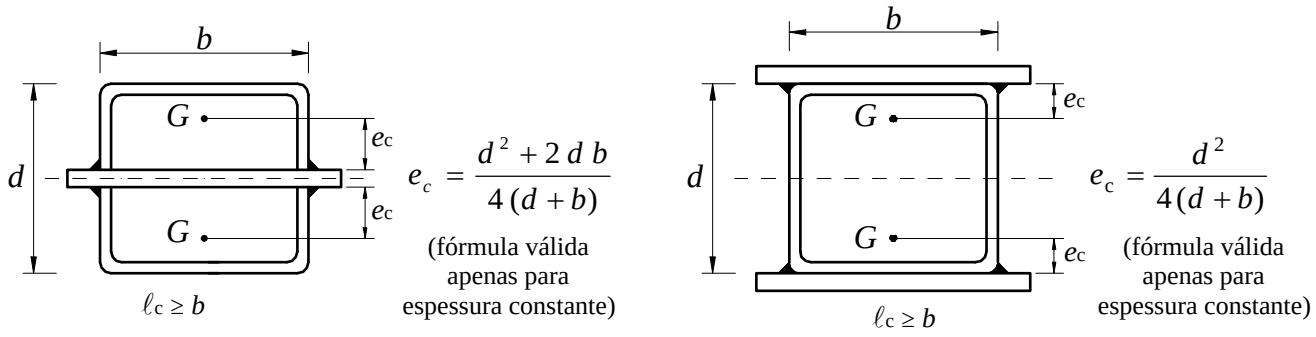


Figura 7 — Ilustração do valor de e_c em seção tubular retangular

f) nas barras com seções tubulares circulares, quando a força de tração for transmitida por meio de uma chapa de ligação concêntrica (Figura 8):

— se o comprimento da ligação, ℓ_c, for superior ou igual a 1,30 do diâmetro externo da barra: $C_t = 1{,}00$;

— como na alínea c), se o comprimento da ligação for superior ou igual ao diâmetro externo da barra e menor que 1,30 vez esse diâmetro.

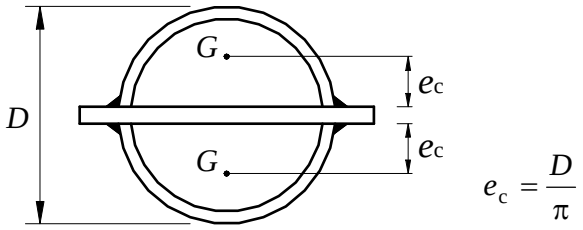


Figura 8 — Ilustração do valor de e_c em seção tubular circular

5.2.6 Barras ligadas por pino

5.2.6.1 A força axial de tração resistente de cálculo de uma barra ligada por pino é o menor valor, considerando os seguintes estados-limites:

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

b) resistência à pressão de contato na área projetada do pino, conforme 6.6;

c) ruptura da seção líquida por tração

$$N_{t,Rd} = \frac{2\,t\,b_{ef}\;f_u}{\gamma_{a2}}$$

d) ruptura da seção líquida por cisalhamento

$$N_{t,Rd} = \frac{0{,}60\,A_{sf}\;f_u}{\gamma_{a2}}$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

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

onde:

t é a espessura da chapa ligada pelo pino;

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

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

d_p é o diâmetro do pino.

5.2.6.2 Devem ser atendidos os seguintes requisitos (Figura 9):

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

b) quando o pino tiver por função também permitir rotações relativas entre as partes conectadas, o diâmetro do furo, d_h, pode ser no máximo 1,0 mm maior que o do pino, d_p;

c) o comprimento da chapa, além da borda do furo, não pode ser menor que $(2b_{ef} + d_p)$ e a distância a não pode ser menor que $1{,}33\ b_{ef}$ (b_{ef}, d_p e a definidos em 5.2.6.1);

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

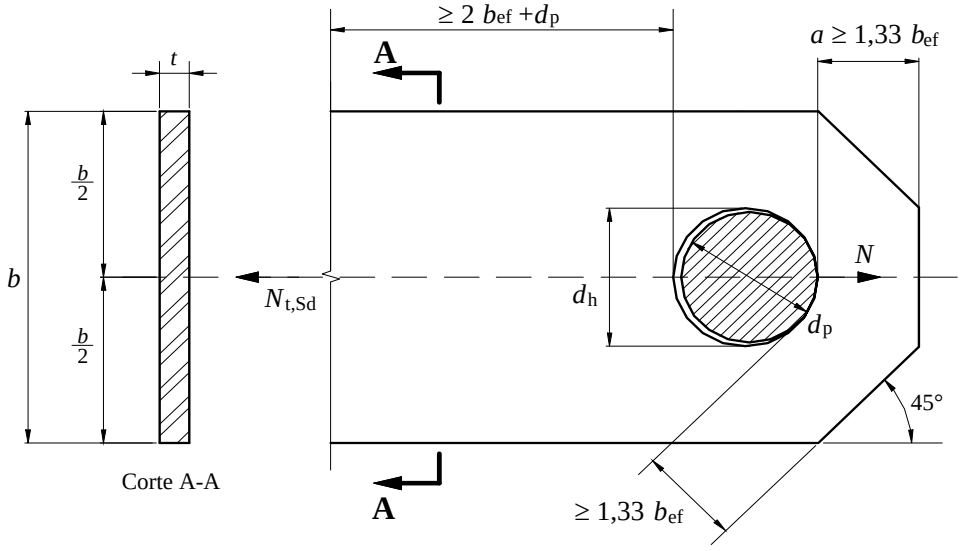


Figura 9 — Chapa ligada por pino

5.2.6.3 O pino deve ser dimensionado como barra submetida a momento fletor e força cortante, conforme 5.4.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

5.2.7 Barras redondas com extremidades rosqueadas

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, das barras redondas com extremidades rosqueadas, é o menor dos valores, considerando os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e de ruptura da parte rosqueada. Tais valores devem ser obtidos de acordo com 5.2.2a) e 6.3.3.1, respectivamente.

5.2.8 Limitação do índice de esbeltez

5.2.8.1 Recomenda-se que o índice de esbeltez das barras tracionadas, tomado como a maior relação entre o comprimento destravado e o raio de giração correspondente (L/r), excetuando-se tirantes de barras redondas pré-tensionadas ou outras barras que tenham sido montadas com pré-tensão, não supere 300 (ver 5.2.8.3).

5.2.8.2 Recomenda-se que perfis ou chapas, separados uns dos outros por uma distância igual à espessura de chapas espaçadoras, sejam interligados através dessas chapas espaçadoras, de modo que o maior índice de esbeltez de qualquer perfil ou chapa, entre essas ligações, não ultrapasse 300, conforme exemplifica a Figura 10 (ver 5.2.8.3).

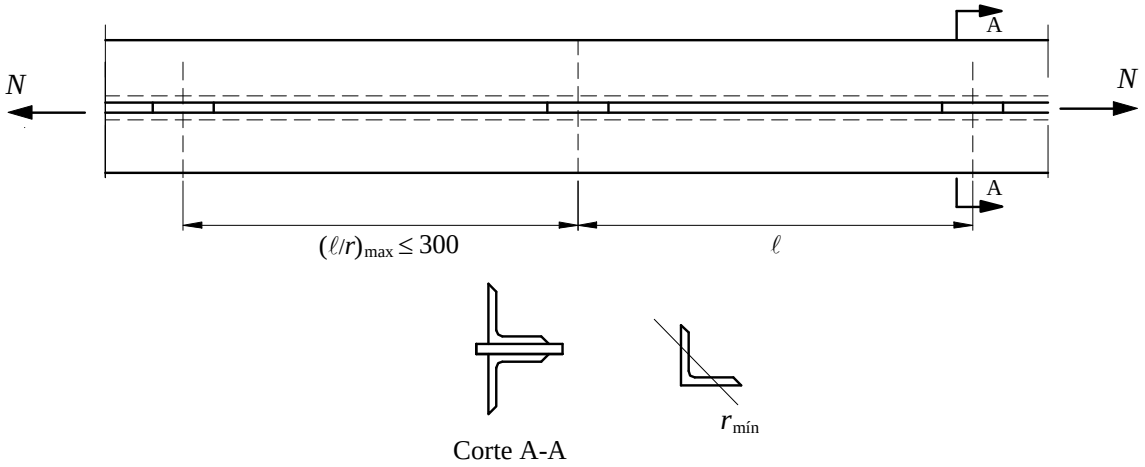


Figura 10 — Barra composta tracionada

5.2.8.3 No caso das recomendações de 5.2.8.1 ou 5.2.8.2 não serem adotadas, o responsável técnico pelo projeto estrutural deve estabelecer novos limites para garantir que as barras tracionadas tenham um comportamento adequado em condições de serviço.

5.3 Barras prismáticas submetidas à força axial de compressão

5.3.1 Generalidades

Esta subseção aplica-se a barras prismáticas submetidas à força axial de compressão. No dimensionamento dessas barras, deve ser atendida a condição:

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

onde:

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

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

Devem ainda ser observadas as condições estabelecidas em 5.3.4, relacionadas à limitação da esbeltez.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.3.2 Força axial resistente de cálculo

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

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde:

χ é o fator de redução associado à resistência à compressão, dado em 5.3.3;

Q é o fator de redução total associado à flambagem local, cujo valor deve ser obtido no Anexo F;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra.

5.3.3 Fator de redução χ

5.3.3.1 O fator de redução associado à resistência à compressão, χ, é dado por:

- para $\lambda_0 \leq 1{,}5$: $\chi = 0{,}658^{\lambda_0^2}$

- para $\lambda_0 > 1{,}5$: $\chi = \dfrac{0{,}877}{\lambda_0^2}$

onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, dado em 5.3.3.2.

O valor de χ pode ser também obtido da Figura 11 ou da Tabela 4, para os casos em que λ_0 não supere 3,0.

5.3.3.2 O índice de esbeltez reduzido, λ_0, é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}}$$

onde N_e é a força axial de flambagem elástica, obtida conforme o Anexo E.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

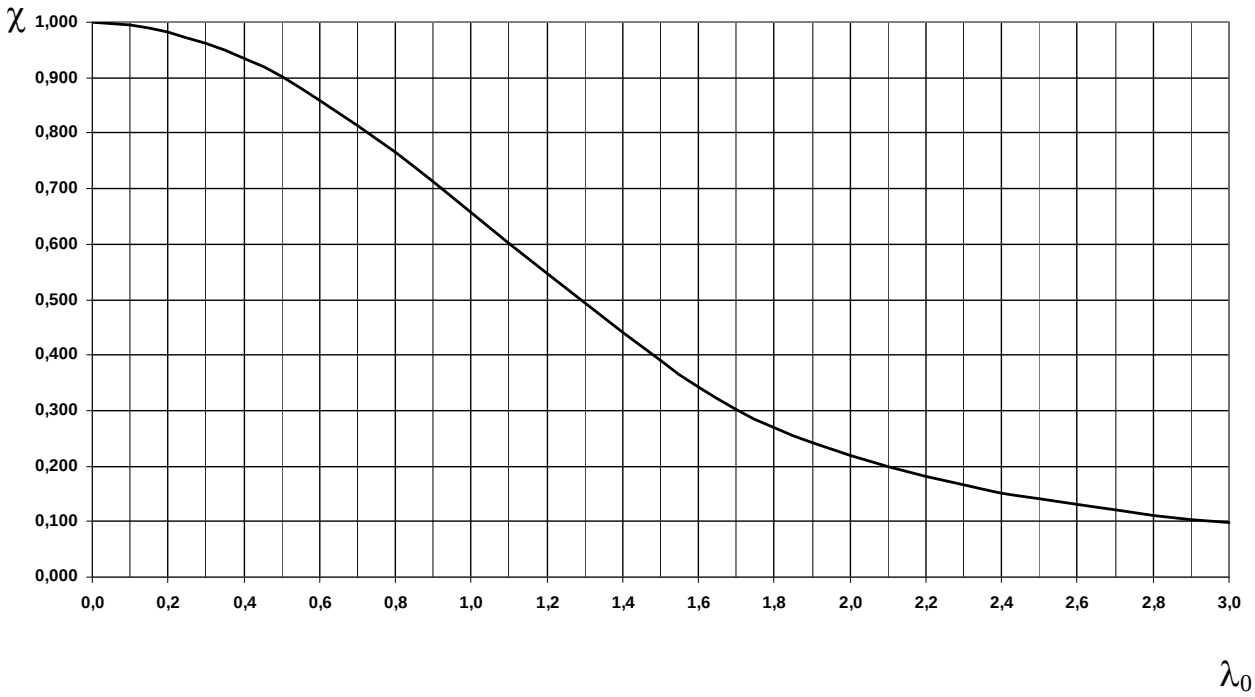


Figura 11 — Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0

Tabela 4 — Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0

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

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.3.4 Limitação do índice de esbeltez

5.3.4.1 O índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o produto KL e o raio de giração correspondente *r*, portanto KL/r, onde K é o coeficiente de flambagem fornecido por E.2.1.1, E.2.1.2 ou E.2.1.3, o que for aplicável, e L é o comprimento destravado, não deve ser superior a 200.

5.3.4.2 Barras compostas, formadas por dois ou mais perfis trabalhando em conjunto, em contato ou com afastamento igual à espessura de chapas espaçadoras, devem possuir ligações entre esses perfis a intervalos tais que o índice de esbeltez ℓ / r de qualquer perfil, entre duas ligações adjacentes, não seja superior a 1/2 do índice de esbeltez da barra composta (KL/r), onde K é fornecido por E.2.1.1, E.2.1.2 ou E.2.1.3, o que for aplicável, conforme ilustra a Figura 12. Para cada perfil componente, o índice de esbeltez deve ser calculado com o seu raio de giração mínimo. Adicionalmente, pelo menos duas chapas espaçadoras devem ser colocadas ao longo do comprimento, uniformemente espaçadas.

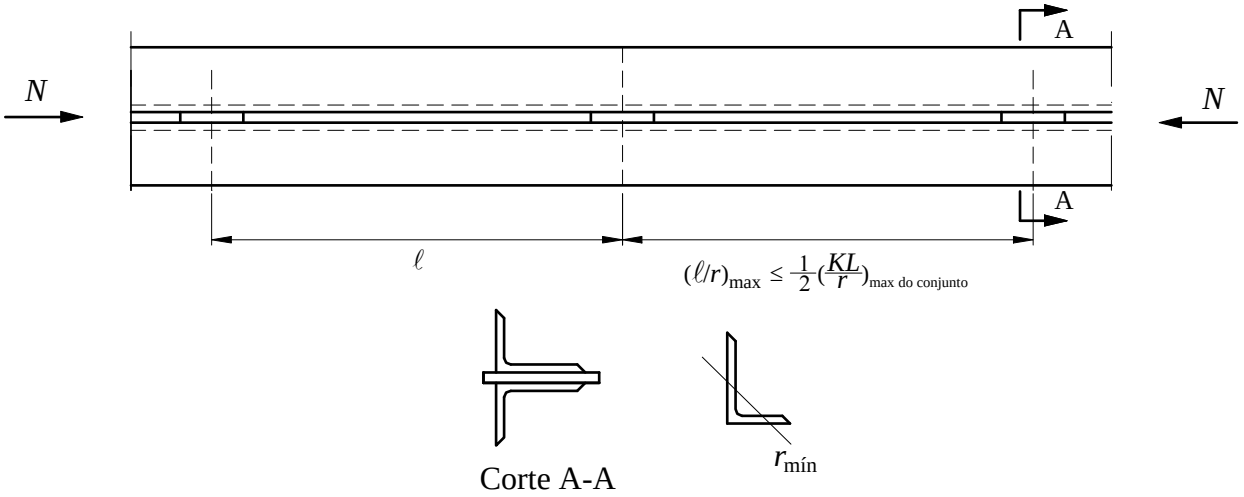


Figura 12 — Barra composta comprimida

5.4 Barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante

5.4.1 Generalidades

5.4.1.1 Esta subseção é aplicável ao dimensionamento de barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante, nas seguintes condições:

— seções I e H com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um desses eixos;

— seções I e H com apenas um eixo de simetria, situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;

— seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;

— seções constituídas por duas cantoneiras em forma de T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria;

— seções U fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;

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

— — seções sólidas circulares ou retangulares fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;

— seções tubulares circulares fletidas em relação a qualquer eixo que passe pelo centro geométrico.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

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

5.4.1.3 No dimensionamento das barras submetidas a momento fletor e força cortante, devem ser atendidas as seguintes condições:

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

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

onde:

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

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

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

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

Devem ainda ser verificados todos os estados-limites de serviço aplicáveis, conforme prescrições desta Norma.

5.4.1.4 Para barras com aberturas na alma, ver Anexo I.

5.4.2 Momento fletor resistente de cálculo

5.4.2.1 O momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd}, deve ser determinado de acordo com o Anexos G ou H, o que for aplicável, obedecendo-se ao disposto em 5.4.2.2 a 5.4.2.5. Devem ser considerados, conforme o caso, os estados-limites últimos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA), flambagem local da aba, flambagem local da parede do tubo e escoamento da mesa tracionada.

5.4.2.2 Para assegurar a validade da análise elástica, o momento fletor resistente de cálculo não pode ser tomado maior que $1{,}50 W f_{\mathrm{y}} / \gamma_{\mathrm{a1}}$, sendo W o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão.

5.4.2.3 Para determinação do momento fletor resistente de cálculo para o estado-limite FLT, pode ser necessário calcular um fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_{b}), para o comprimento destravado (L_{b}) analisado. Esse fator, exceto para a situação prevista em 5.4.2.4, é dado por:

a) em todos os casos, excluindo o descrito na alínea b) a seguir:

$$C_{\mathrm{b}} = \frac{12{,}5 M_{\max}}{2{,}5 M_{\max} + 3 M_{\mathrm{A}} + 4 M_{\mathrm{B}} + 3 M_{\mathrm{C}}} R_{\mathrm{m}} \leq 3{,}0$$

onde:

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

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

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

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

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

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

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

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

b) em trechos em balanço entre uma seção com restrição a deslocamento lateral e à torção e a extremidade livre:

$$C_b = 1{,}00$$

Em seções com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa, a verificação à FLT deve ser feita para as duas mesas (cada mesa terá um momento fletor resistente de cálculo, que deve ser igual ou superior ao máximo momento solicitante de cálculo que causa compressão na mesma). Nos demais casos, o momento fletor resistente de cálculo é constante ao longo do comprimento destravado e deve ser igual ou superior ao máximo momento solicitante de cálculo (positivo ou negativo) nesse comprimento.

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

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

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

onde:

M_0 é o valor do maior momento fletor solicitante de cálculo, tomado com sinal negativo, que comprime a mesa livre nas extremidades do comprimento destravado;

M_1 é o valor do momento fletor solicitante de cálculo na outra extremidade do comprimento destravado. Se esse momento comprimir a mesa livre, deve ser tomado com sinal negativo nos segundo e terceiro termos da equação. Se tracionar a mesa livre, deve ser tomado com sinal positivo no segundo termo da equação e igual a zero no terceiro termo;

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

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

b) em trechos com momento nulo nas extremidades, submetidos a uma força transversal uniformemente distribuída, com apenas a mesa tracionada contida continuamente contra deslocamento lateral:

$$C_b = 2{,}00$$

c) em todos os outros casos:

$$C_b = 1{,}00$$

Na verificação à FLT, deve-se tomar como momento fletor solicitante de cálculo o maior momento que comprime a mesa livre. No caso da alínea a), por exemplo, esse momento é M_0.

5.4.2.5 As vigas, com ou sem chapas de reforço de mesa, mesmo com furos para parafusos nas mesas, podem ser dimensionadas ao momento fletor com base nas propriedades da seção bruta, desde que:

$$f_u A_{fn} \geq Y_t f_y A_{fg}$$

onde:

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

A_{fg} é a área bruta da mesa tracionada;

Y_t é um coeficiente igual a $1{,}0$ para $f_y / f_u \leq 0{,}8$ e igual a $1{,}10$ se $f_y / f_u > 0{,}8$.

Se

$$f_u A_{fn} < Y_t f_y A_{fg}$$

o momento fletor resistente de cálculo deve ser limitado pelo estado-limite último de ruptura por flexão, na região dos furos na mesa tracionada, sendo dado por:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{f_u A_{fn}}{A_{fg}} W_t$$

onde W_t é o módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão.

5.4.3 Força cortante resistente de cálculo

De 5.4.3.1 a 5.4.3.6 são fornecidos os valores da força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, das barras fletidas, considerando os estados-limites últimos de escoamento e flambagem por cisalhamento. Nas seções previstas em 5.4.3.1, 5.4.3.2 e 5.4.3.3, o elemento resistente à força cortante é a alma (ou as almas); nas seções previstas em 5.4.3.4, os elementos resistentes são as abas das cantoneiras perpendiculares ao eixo de flexão; nas seções previstas em 5.4.3.5, os elementos resistentes são as mesas; e, nas seções previstas em 5.4.3.6, o elemento resistente é a parede do perfil. Adicionalmente, em 5.4.3.1.3 são fornecidos os requisitos para colocação de enrijecedores transversais em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.4.3.1 Seções I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma

5.4.3.1.1 Em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, é dada por:

— para $\lambda \leq \lambda_p$: $V_{Rd} = \dfrac{V_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$

— para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$: $V_{Rd} = \dfrac{\lambda_p}{\lambda} \dfrac{V_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$

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

onde:

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

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

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

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

$V_{p\ell}$ é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, dada em 5.4.3.1.2;

a é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes (ver 5.4.3.1.3);

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

t_w é a espessura da alma.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.4.3.1.2 A força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento é dada por:

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

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

$$A_w = d\, t_w$$

onde:

d é a altura total da seção transversal;

t_w é a espessura da alma.

5.4.3.1.3 Quando forem necessários enrijecedores transversais, devem ser obedecidos os seguintes requisitos:

a) 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 entre mesa e alma e entre enrijecedor e alma fique entre $4t_w$ e $6t_w$;

b) a relação entre largura e espessura dos elementos que formam os enrijecedores não pode ultrapassar $0{,}56\sqrt{E/f_y}$;

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

5.4.3.2 Seções tubulares retangulares e caixão

Em seções tubulares retangulares e caixão fletidas em relação a um eixo central de inércia, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, é dada pelo mesmo procedimento apresentado em 5.4.3.1.1, com k_v igual a 5,0, h igual à altura da parte plana das almas nas seções tubulares retangulares e igual à distância entre as faces internas das mesas nas seções caixão e t_w igual à espessura de uma das almas (as duas almas devem ter a mesma espessura). A força cortante $V_{p\ell}$ é determinada conforme 5.4.3.1.2, com:

$$A_w = 2\,h\,t_w$$

5.4.3.3 Seções T fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma

Em seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, é dada pelo mesmo procedimento apresentado em 5.4.3.1.1, com k_v igual a 1,2, h igual à altura total da seção transversal (d) e t_w igual à espessura da alma, desde que a relação d/t_w não supere 260. A força cortante $V_{p\ell}$ é determinada conforme 5.4.3.1.2, com:

$$A_w = d\, t_w$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.4.3.4 Seções formadas por duas cantoneiras fletidas em relação ao eixo perpendicular ao de simetria

Em seções formadas por duas cantoneiras iguais constituindo uma seção tipo T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, é dada pelo mesmo procedimento apresentado em 5.4.3.1.1, com k_v igual a 1,2, h igual à altura total da seção transversal (b) e t_w igual à espessura da aba perpendicular ao eixo de flexão de uma das cantoneiras (t), desde que a relação b/t não supere 260. A força cortante $V_{p\ell}$ é determinada conforme 5.4.3.1.2, com:

$$A_w = 2\,b\,t$$

5.4.3.5 Seções I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular às mesas

Em seções I e H duplamente simétricas e seções U monossimétricas fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular às mesas (eixo de menor momento de inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, é dada pelo mesmo procedimento apresentado em 5.4.3.1.1, com k_v igual a 1,2, h igual à metade da largura das mesas nas seções I e H ($b_f/2$) e igual à largura total das mesas nas seções U (b_f) e t_w igual à espessura média das mesas (t_f). A força cortante $V_{p\ell}$ é determinada conforme 5.4.3.1.2, com:

$$A_w = 2\,b_f\,t_f$$

5.4.3.6 Seções tubulares circulares

Em seções tubulares circulares fletidas em relação a um eixo central de inércia, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, é dada por:

$$V_{Rd} = \frac{0{,}5\,\tau_{cr}\,A_g}{\gamma_{a1}}$$

com τ_{cr} igual ao maior dos seguintes valores

$$\tau_{cr} = \frac{1{,}60\,E}{\sqrt{\dfrac{L_v}{D}}\left(\dfrac{D}{t_d}\right)^{5/4}} \leq 0{,}60\,f_y$$

$$\tau_{cr} = \frac{0{,}78\,E}{\left(\dfrac{D}{t_d}\right)^{3/2}} \leq 0{,}60\,f_y$$

onde:

D é o diâmetro externo da seção transversal;

t_d é a espessura de cálculo da parede da seção transversal, tomada igual a 0,93 vez a espessura nominal para tubos com costura igual à espessura nominal para tubos sem costura;

L_v é a distância entre as seções de forças cortantes máxima e nula.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

5.4.4 Chapas de reforço sobrepostas a mesas (lamelas)

5.4.4.1 Chapas de reforço sobrepostas a mesas, com comprimento inferior ao vão da viga, devem se prolongar além da seção onde teoricamente não seriam mais necessárias, denominada seção de transição. Esse prolongamento deve ser ligado à mesa original por parafusos de alta resistência (com ligação por atrito) ou por soldas de filete, dimensionados para uma força solicitante de cálculo correspondente à resultante das tensões normais na lamela, causadas pelo momento fletor solicitante de cálculo na seção de transição (Figura 13).

5.4.4.2 Adicionalmente, no caso de lamelas soldadas, as soldas longitudinais de suas extremidades, no comprimento a_ℓ, devem ser dimensionadas para uma força solicitante de cálculo correspondente à resultante das tensões normais na lamela, causadas pelo momento fletor solicitante de cálculo na seção distante a_ℓ da extremidade da lamela, com a_ℓ (Figura 13):

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

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

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

5.4.5 Prescrições adicionais relacionadas a seções soldadas

Nos perfis soldados, a solda unindo mesas e alma deve ser dimensionada para suportar o cisalhamento horizontal total resultante da flexão. Além disso, essa solda deve ser dimensionada para transmitir à alma qualquer força aplicada diretamente na mesa, a menos que se garanta a transmissão de tal força apenas por outros meios.

5.5 Barras prismáticas submetidas à combinação de esforços solicitantes

Esta subseção é aplicável à verificação dos estados-limites últimos de barras prismáticas nas condições previstas em 5.4.1.1, sujeitas aos efeitos de momento fletor e força cortante, força axial e momento de torção. Nas seções I e H com apenas um eixo de simetria, situado no plano médio da alma, deve-se ter a razão entre os momentos de inércia das mesas comprimida e tracionada pelo momento fletor, em relação a este eixo, situada entre 1/9 e 9 (fator α_y conforme Anexo G). Adicionalmente, devem ser verificados todos os estados-limites de serviço aplicáveis, conforme prescrições desta Norma.

5.5.1 Barras submetidas a momentos fletores, força axial e forças cortantes

5.5.1.1 Em 5.5.1.2 é apresentada a condição a ser atendida pelas barras submetidas aos efeitos combinados de força axial e momento fletor, carregadas de forma que não ocorra torção. Em 5.5.1.3 é apresentada a condição a ser atendida por essas barras para o efeito das forças cortantes.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

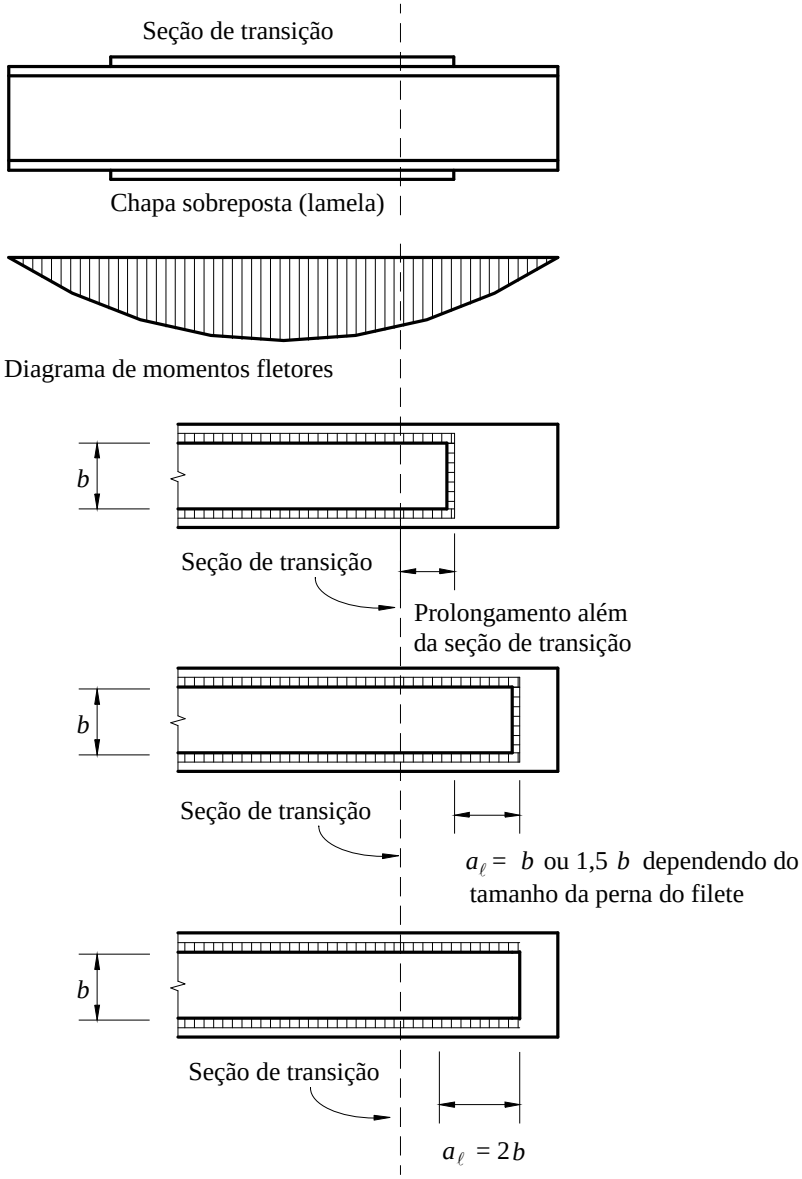


Figura 13 — Chapas de reforço sobrepostas a mesas de vigas

5.5.1.2 Para a atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

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

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

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

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

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

onde:

N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;

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

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

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal, determinados de acordo com 5.4.

5.5.1.3 Para os casos de força cortante atuante na direção de um dos eixos centrais de inércia, a verificação da barra a esse esforço deve ser feita conforme 5.4.3. Para os casos de forças cortantes que atuam simultaneamente nas direções dos dois eixos centrais de inércia, podem ser utilizadas as prescrições de 5.5.2.3, alíneas b) e d).

5.5.2 Barras submetidas a momento de torção, força axial, momentos fletores e forças cortantes

5.5.2.1 Seções tubulares circulares e retangulares submetidas exclusivamente à torção

5.5.2.1.1 O momento de torção solicitante de cálculo, T_{Sd}, não pode ser superior ao momento de torção resistente de cálculo com relação aos estados-limites de escoamento e flambagem por torção, T_{Rd}, determinado conforme 5.5.2.1.2 ou 5.5.2.1.3, o que for aplicável.

5.5.2.1.2 Nas seções tubulares circulares de diâmetro D e espessura t, o momento de torção resistente de cálculo é igual ao maior dos valores a seguir:

$$T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{1{,}23 W_T E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{5/4} \sqrt{\frac{L}{D}}} \leq \frac{0{,}60 W_T f_y}{\gamma_{a1}}$$

e

$$T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0{,}60 W_T E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}} \leq \frac{0{,}60 W_T f_y}{\gamma_{a1}}$$

Nessas expressões, L é o comprimento da barra e W_T o módulo de resistência à torção, que pode ser tomado como:

$$W_T = \frac{\pi (D - t)^2 t}{2}$$

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

5.5.2.1.3 Nas seções tubulares retangulares de lados H e B e espessura t, o momento de torção resistente de cálculo é dado por:

— para $\frac{h}{t} \leq 2{,}45\sqrt{\frac{E}{f_y}}$: $T_{Rd} = \frac{0{,}60 W_T f_y}{\gamma_{a1}}$

— para $2{,}45\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 3{,}07\sqrt{\frac{E}{f_y}}$: $T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0{,}60 W_T f_y \left(2{,}45\sqrt{\frac{E}{f_y}}\right)}{\frac{h}{t}}$

— para $3{,}07\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 260$: $T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0{,}46\,\pi^2 W_T E}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}$

Nessas expressões, h é o maior comprimento entre as partes planas dos lados da seção transversal e W_T o módulo de resistência à torção, que pode ser tomado como:

$$W_T = 2(B-t)(H-t)t - 4{,}5(4-\pi)t^3$$

5.5.2.2 Seções tubulares circulares e retangulares submetidas a momento de torção, força axial, momento fletor e força cortante em relação a um dos eixos centrais de inércia

Quando o momento de torção solicitante de cálculo, T_{Sd}, for inferior ou igual a 20 % do momento de torção resistente de cálculo, T_{Rd}, o efeito da torção pode ser desprezado. Nesse caso, a interação entre os efeitos da força axial e do momento fletor e força cortante segundo um dos eixos centrais de inércia da seção transversal deve ser determinada de acordo com 5.5.1. Quando T_{Sd} for superior a 20 % de T_{Rd}, deve ser utilizada a seguinte expressão de interação:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right) + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd}}\right)^2 \leq 1{,}0$$

onde:

N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;

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

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

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

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo, determinada de acordo com 5.4.3;

T_{Sd} é o momento de torção solicitante de cálculo;

T_{Rd} é o momento de torção resistente de cálculo, determinado de acordo com 5.5.2.1.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.5.2.3 Seções quaisquer submetidas a momento de torção, força axial, momentos fletores e forças cortantes

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

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

$$\sigma_{Sd} \leq \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$$

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

$$\tau_{Sd} \leq \frac{0{,}60\, f_y}{\gamma_{a1}}$$

c) para os estados-limites de instabilidade ou flambagem sob efeito de tensão normal:

$$\sigma_{Sd} \leq \frac{\chi\, f_y}{\gamma_{a1}}$$

d) para os estados-limites de instabilidade ou flambagem sob efeito de tensão de cisalhamento:

$$\tau_{Sd} \leq \frac{0{,}60\chi\, f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde χ é o fator de redução associado à resistência à compressão, determinado de acordo com 5.3.3, tomando-se $\lambda_0 = \sqrt{f_y/\sigma_e}$ para tensões normais e $\lambda_0 = \sqrt{0{,}60\, f_y/\tau_e}$ para tensões de cisalhamento, com σ_e igual à tensão crítica elástica normal e τ_e igual à tensão crítica elástica de cisalhamento, para o estado-limite de instabilidade ou flambagem em questão, levando-se em conta, quando necessário, a interação entre instabilidade global e flambagem local.

5.6 Barras de seção variável

O dimensionamento de barras de seção variável deve ser feito de acordo com o Anexo J.

5.7 Mesas e almas de perfis I e H submetidas a forças transversais localizadas

5.7.1 Generalidades

Esta Subseção apresenta prescrições para a verificação de estados-limites últimos causados por forças transversais localizadas, aplicadas na face externa de pelo menos uma das mesas, perpendicularmente à sua face, em seções I e H. As forças localizadas devem estar centradas em relação à alma.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.7.2 Flexão local da mesa

5.7.2.1 A mesa de uma barra, solicitada por uma força localizada que produza tração na alma, deve ser verificada quanto ao estado-limite último de flexão local. Essa verificação não precisa ser feita se o comprimento de atuação da força, na direção perpendicular ao comprimento da barra, for inferior a $0{,}15 b_f$, onde b_f é a largura da mesa carregada.

5.7.2.2 A menos do disposto em 5.7.2.4, a força localizada solicitante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da mesa da barra, dada por:

$$F_{Rd} = \frac{6{,}25 t_f^2 \ f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde t_f é a espessura da mesa carregada.

5.7.2.3 Quando a força atua a uma distância da extremidade da barra menor que 10 vezes a espessura da mesa, a força resistente dada em 5.7.2.2 deve ser reduzida à metade.

5.7.2.4 Se a força localizada solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo devem ser colocados, na seção de atuação da força, enrijecedores transversais de ambos os lados da alma (ver 5.7.9).

5.7.2.5 Se a barra for constituída por um perfil soldado, a solda entre a mesa e a alma deve ser capaz de transmitir a força localizada solicitante de cálculo de tração entre esses dois elementos.

5.7.3 Escoamento local da alma

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

5.7.3.2 A menos do disposto em 5.7.3.3, a força solicitante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, dada por:

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

$$F_{Rd} = \frac{1{,}10 \left(5k + \ell_n\right) f_y \, t_w}{\gamma_{a1}}$$

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

$$F_{Rd} = \frac{1{,}10 \left(2{,}5k + \ell_n\right) f_y \, t_w}{\gamma_{a1}}$$

onde:

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

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

t_w é a espessura da alma.

5.7.3.3 Se a força solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, devem ser colocados, na seção de atuação da força, enrijecedores transversais de ambos os lados da alma (ver 5.7.9).

5.7.3.4 Se a barra for constituída por um perfil soldado e a força localizada for de tração, a solda entre a mesa e a alma deve ser capaz de transmitir a força localizada solicitante de cálculo entre esses dois elementos.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.7.4 Enrugamento da alma

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

5.7.4.2 A menos do disposto em 5.7.4.3, a força atuante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, dada por:

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

$$F_{Rd} = \frac{0{,}66 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + 3 \left(\frac{\ell_n}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1{,}5} \right] \sqrt{\frac{E\, f_y\, t_f}{t_w}}$$

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

— para $\ell_n / d \leq 0{,}2$: $F_{Rd} = \frac{0{,}33 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + 3 \left(\frac{\ell_n}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1{,}5} \right] \sqrt{\frac{E\, f_y\, t_f}{t_w}}$

— para $\ell_n / d > 0{,}2$: $F_{Rd} = \frac{0{,}33 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + \left(\frac{4\,\ell_n}{d} - 0{,}2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1{,}5} \right] \sqrt{\frac{E\, f_y\, t_f}{t_w}}$

onde:

d é a altura da seção transversal da barra;

t_f é a espessura da mesa carregada;

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

5.7.4.3 Se a força solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, deve ser colocado, na seção de atuação dessa força, um enrijecedor transversal de um dos lados da alma ou devem ser colocados enrijecedores transversais de ambos os lados da alma (ver 5.7.9).

5.7.5 Flambagem lateral da alma

5.7.5.1 A alma de uma barra, solicitada por compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa comprimida, deve ser verificada para o estado-limite último de flambagem lateral, caso o deslocamento lateral relativo entre a mesa comprimida carregada e a mesa tracionada não esteja impedido no ponto de aplicação da força.

5.7.5.2 A menos do disposto em 5.7.5.3, 5.7.5.4 e 5.7.5.5, a força solicitante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, dada por:

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

$$F_{Rd} = \frac{C_r\, t_w^3\, t_f}{\gamma_{a1}\, h^2} \left[0{,}94 + 0{,}37 \left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f} \right)^3 \right]$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

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

$$F_{Rd} = \frac{C_r\, t_w^3\, t_f}{\gamma_{a1}\, h^2}\left[0{,}37\left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f}\right)^3\right]$$

onde:

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

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

C_r é igual a $32E$ quando $M_{Sd} < M_r$ e a $16E$ quando $M_{Sd} \geq M_r$ na seção da força (M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo e M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, conforme o Anexo G, sem considerar a influência das tensões residuais).

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

5.7.5.4 Se a rotação da mesa carregada for impedida e a força solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo dada em 5.7.5.2a), uma contenção lateral na mesa tracionada da seção de atuação da força deve ser prevista, conforme 4.11. Opcionalmente, podem ser colocados nessa seção enrijecedores transversais de ambos os lados da alma (ver 5.7.9).

5.7.5.5 Se a rotação da mesa carregada não for impedida e a força solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo dada em 5.7.5.2b), contenções laterais em ambas as mesas da seção de atuação da força devem ser previstas, conforme 4.11.

5.7.6 Flambagem da alma por compressão

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

5.7.6.2 A menos do disposto em 5.7.6.4, a força solicitante de cálculo (valor de cada força do par) não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, dada por:

$$F_{Rd} = \frac{24\, t_w^3 \sqrt{E\, f_y}}{\gamma_{a1}\, h}$$

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

5.7.6.4 Se a força solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, deve ser colocado, na seção de atuação dessa força, um enrijecedor transversal de um dos lados da alma ou devem ser colocados enrijecedores transversais de ambos os lados da alma (ver 5.7.9).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.7.7 Cisalhamento do painel de alma

5.7.7.1 Chapas de reforço de alma (ver 5.7.7.2) ou enrijecedores diagonais (ver 5.7.7.3) devem ser providenciados dentro do contorno de uma ligação rígida entre viga e pilar (painel de alma do pilar), ou ligação similar, cujas almas se situam em um mesmo plano, quando a força cortante solicitante de cálculo, transmitida pelas mesas da viga, F_{Sd}, exceder a força cortante resistente de cálculo, dada por:

- para $F_{Sd} \leq 0{,}4\,N_{p\ell}$: $F_{Rd} = V_{Rd}$

- para $F_{Sd} > 0{,}4\,N_{p\ell}$: $F_{Rd} = V_{Rd}\left(1{,}4 - \dfrac{F_{Sd}}{N_{p\ell}}\right)$

onde:

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo do painel, obtida de acordo com 5.4.3, tomando-se a distância a igual à distância entre centros geométricos das mesas da viga;

t_w é a espessura da alma do pilar;

d_c é a altura da seção transversal do pilar;

$N_{p\ell}$ é a força axial de compressão correspondente ao escoamento da seção transversal do pilar, igual a $A_g\,f_y$.

5.7.7.2 Chapas de reforço da alma são chapas colocadas em paralelo com a alma, o mais próximo possível desta, adequadamente soldadas nas duas mesas, se estendendo por todo o comprimento do painel de alma e, adicionalmente, por mais pelo menos 150 mm além das seções de aplicação das forças localizadas. Essas chapas, quando usadas, além de serem dispostas dos dois lados da alma, devem ser dimensionadas de acordo com 5.4 para absorver a parcela prevista da força cortante de cálculo total.

5.7.7.3 Enrijecedores diagonais, quando usados, devem ser dispostos dos dois lados da alma e abranger todo o comprimento do painel de alma e toda a altura da alma (ver 5.7.9.4).

5.7.8 Apoios ou extremidades de vigas sem restrição à rotação e com alma livre

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

5.7.9 Exigências adicionais para enrijecedores para forças localizadas

5.7.9.1 Enrijecedores transversais necessários para resistir a forças localizadas que produzam tração na alma devem dimensionados de acordo com 5.2, tomando como área bruta a área deles e como área líquida efetiva a área da seção ligada à mesa, descontando-se os recortes que porventura existam. Esses enrijecedores devem ser soldados à mesa carregada e à alma, e se estender pelo menos até a metade da altura da alma. A solda entre o enrijecedor e a mesa carregada deve ser capaz de suportar a diferença entre a força solicitante e a força resistente de cálculo. A solda entre o enrijecedor e a alma deve ser capaz de transferir para a alma essa diferença.

5.7.9.2 Enrijecedores transversais necessários para resistir a forças localizadas que produzam compressão na alma, para os estados-limites últimos de escoamento local da alma (ver 5.7.3) e enrugamento da alma (ver 5.7.4), devem se estender pelo menos até a metade da altura da alma, ter suas extremidades ajustadas para estar em perfeito contato com a mesa carregada ou ser soldados a esta mesa, e ser soldados à alma. A solda entre o enrijecedor e a mesa carregada, caso exista, deve ser capaz de suportar a diferença entre a força solicitante e a força resistente de cálculo. A solda entre o enrijecedor e a alma deve ser capaz de transferir para a alma essa diferença. No caso de enrijecedores com extremidades ajustadas junto à mesa carregada, deve ser verificado o estado-limite de esmagamento local, conforme 6.6.2, utilizando-se uma área de contato A igual à área da seção dos enrijecedores ligada à mesa, descontando-se os recortes que porventura existam.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

5.7.9.3 Enrijecedores transversais necessários para resistir a forças localizadas que produzam compressão na alma, para os estados-limites últimos de flambagem lateral da alma (ver 5.7.5) e flambagem da alma por compressão (ver 5.7.6), devem ser dimensionados de acordo com 5.7.9.4. Esses enrijecedores devem se estender por toda a altura da alma, ter suas extremidades ajustadas para estar em perfeito contato com a(s) mesa(s) carregada(s) ou ser soldados a esta(s) mesa(s) e ser soldados à alma e à mesa oposta. A solda entre o enrijecedor e a(s) mesa(s) carregada(s), caso exista, deve ser capaz de suportar a diferença entre a força solicitante e a força resistente de cálculo, para o estado-limite em consideração. A solda entre o enrijecedor e a alma deve ser capaz de transferir para a alma essa diferença. No caso de enrijecedores com extremidades ajustadas junto à(s) mesa(s) carregada(s), deve ser verificado o estado-limite de esmagamento local, conforme 6.6.2, utilizando-se uma área de contato A igual à área da seção dos enrijecedores ligada à mesa, descontando-se os recortes que porventura existam.

5.7.9.4 Os enrijecedores transversais usados para impedir a ocorrência dos estados-limites últimos citados em 5.7.9.3 devem ser dimensionados como barras comprimidas, de acordo com 5.3, para o estado-limite último de instabilidade por flexão em relação a um eixo no plano médio da alma. A seção transversal a ser considerada é formada pelos enrijecedores mais uma faixa de alma de largura igual a $12t_w$, se os enrijecedores forem de extremidade, e igual a $25t_w$, se estiverem em uma seção interna. O comprimento de flambagem deve ser tomado igual a $0{,}75h$.

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

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

b) a espessura de um enrijecedor não pode ser menor que a metade da espessura da mesa da barra ou da chapa de ligação que recebe a força localizada, nem menor que sua largura dividida por 15.

5.7.9.6 Quando os enrijecedores transversais forem utilizados também com o objetivo de aumentar o valor da força cortante resistente de cálculo da viga, devem ser atendidos adicionalmente os requisitos das alíneas a), b) e c) de 5.4.3.1.3, exceto o da alínea a), se os enrijecedores forem comprimidos.

6 Condições específicas para o dimensionamento de ligações metálicas

6.1 Generalidades

6.1.1 Bases de dimensionamento

6.1.1.1 Esta Seção trata de ligações puramente metálicas (sem a participação de elementos de concreto armado) submetidas a ações estáticas. Para ligações sujeitas à fadiga, ver exigências adicionais em 9.2.

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

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.1.2 Rigidez das ligações entre viga e pilar

6.1.2.1 Na análise estrutural elástica, uma ligação viga-pilar pode ser considerada rotulada se $S_i \leq 0{,}5\,E\,I_v/L_v$ e pode ser considerada rígida se $S_i \geq 25\,E\,I_v/L_v$ (ver 6.1.2.2), onde S_i é a rigidez da ligação, correspondente a $2/3$ do momento resistente de cálculo da ligação, simplificadamente denominada rigidez inicial, e I_v e L_v são o momento de inércia da seção transversal no plano da estrutura e o comprimento da viga conectada à ligação, respectivamente. A rigidez S_i pode ser determinada, na ausência de Norma Brasileira aplicável, de acordo com o Eurocode 3 Part 1-8 ou com base em resultados experimentais.

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

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

6.1.2.3 De forma simplificada, as ligações usuais, tradicionalmente consideradas rotuladas ou rígidas, podem ser simuladas com esses tipos de vinculação na análise estrutural, a critério do responsável técnico pelo projeto.

6.1.3 Barras com ligações flexíveis nos apoios

As ligações flexíveis de vigas e de treliças podem levar em conta apenas as reações de cálculo compatíveis com a hipótese de flexibilidade. Essas ligações flexíveis devem permitir a rotação de vigas simplesmente apoiadas nas extremidades, sem ocorrência de colapso. As ligações com rigidez inicial igual ou inferior aos limites inferiores das expressões apresentadas em 6.1.2 podem ser consideradas ligações flexíveis, desprezando-se os efeitos de sua rigidez na resposta global da estrutura.

6.1.4 Barras com ligações rígidas ou semi-rígidas nos apoios

Na determinação da resistência de cálculo das ligações rígidas ou semi-rígidas, devem ser considerados os efeitos combinados de todos os esforços solicitantes de cálculo, provenientes da rigidez total ou parcial das ligações, podendo ser consideradas rígidas as ligações cuja rigidez S_i seja igual ou superior aos limites superiores das expressões apresentadas em 6.1.2.

6.1.5 Resistência mínima de ligações

6.1.5.1 Para garantia da integridade estrutural, devem ser atendidos os requisitos de 4.12. Além disso, para outras situações, aplica-se o descrito em 6.1.5.2 e 6.1.5.3.

6.1.5.2 Ligações sujeitas a uma força solicitante de cálculo, em qualquer direção, inferior a 45 kN, excetuando-se diagonais e montantes de travejamento de barras compostas, tirantes constituídos de barras redondas, travessas de fechamento lateral e terças de cobertura de edifícios, devem ser dimensionadas para uma força solicitante de cálculo igual a 45 kN, com direção e sentido da força atuante.

6.1.5.3 Recomenda-se, a critério do responsável técnico pelo projeto, que as ligações de barras tracionadas ou comprimidas sejam dimensionadas no mínimo para 50 % da força axial resistente de cálculo da barra, referente ao tipo de solicitação que comanda o dimensionamento da respectiva barra (tração ou compressão).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.1.6 Barras comprimidas transmitindo esforços por contato

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

6.1.6.2 Barras comprimidas que não sejam pilares, 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 à condição menos severa entre as seguintes:

a) uma força axial de tração de 50 % da força axial de compressão resistente de cálculo da barra conectada;

b) o momento fletor e a força cortante resultantes de uma força transversal igual a 2 % da força axial de compressão resistente de cálculo da barra conectada. Essa força transversal deve ser aplicada na posição da emenda, independentemente de outras forças atuantes. A barra deve ser considerada como birrotulada para determinação do momento fletor e da força cortante na emenda.

6.1.6.3 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.

6.1.7 Impedimento de rotação nos apoios

Nos pontos de apoio, vigas e treliças devem ter rotação impedida em relação a seu eixo longitudinal (ver 5.7.8).

6.1.8 Disposição de soldas e parafusos

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

6.1.8.2 Nos casos de cantoneiras simples ou duplas e barras semelhantes solicitadas axialmente, não é exigido que o centro geométrico de grupos de parafusos ou soldas de filete fique sobre o eixo baricêntrico da barra, nas suas extremidades, para os casos de barras não sujeitas à fadiga; a excentricidade entre os eixos da barra e das ligações pode ser desprezada em barras solicitadas estaticamente, mas deve ser levada em conta em barras sujeitas à fadiga.

6.1.9 Combinação de parafusos e soldas

6.1.9.1 Parafusos não podem ser considerados trabalhando em conjunto com soldas, exceto em ligações à cortante, nas quais parafusos instalados em furos-padrão, ou furos pouco alongados (ver 6.3.5) com a maior dimensão transversal à direção da força, podem ser considerados trabalhando em conjunto com filetes longitudinais de solda. No projeto dessas ligações, não deve ser considerada mais que 50 % da força resistente de cálculo do grupo de parafusos.

6.1.9.2 Ao se fazerem intervenções em que soldas sejam usadas em estruturas construídas, os rebites e os parafusos de alta resistência (devidamente apertados para atender às exigências das ligações por atrito) já existentes podem ser considerados para resistir às solicitações de cálculo devidas às cargas já atuantes. As solicitações devidas aos novos carregamentos devem ser resistidas pelas soldas de reforço que forem acrescentadas à ligação.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.1.10 Fratura lamelar

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

6.1.11 Limitações de uso para ligações soldadas e parafusadas

6.1.11.1 Devem ser usados soldas ou parafusos de alta resistência com protensão inicial em ligações por contato ou por atrito nos seguintes casos:

a) emendas de pilares nas estruturas de andares múltiplos com mais de 40 m de altura;

b) ligações de vigas com pilares e com quaisquer outras vigas das quais depende o sistema de contraventamento, nas estruturas com mais de 40 m de altura;

c) 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;

d) ligações de peças sujeitas a ações que produzam impactos ou tensões reversas.

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

6.1.12 Emendas de perfis pesados

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

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

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

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

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

6.1.13.1 Todas as aberturas de acesso necessárias para facilitar a operação de soldagem devem ter uma altura de 1,5 vez a espessura do material no qual a abertura é feita, porém, não menor que 25 mm e não necessitando exceder 50 mm. As aberturas de acesso devem ser detalhadas de forma a proporcionar espaço para a chapa de espera.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

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

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

6.1.14 Considerações sobre ligações com perfis de seção tubular

Muitas das prescrições desta seção podem não se aplicar em parte ou na totalidade a ligações envolvendo um ou mais perfis de seção tubular, as quais apresentam características particulares de comportamento. Recomenda-se, para o dimensionamento dessas ligações, fazendo-se as adaptações necessárias para manter o nível de segurança previsto por esta Norma, a utilização da AWS D1.1, do ANSI/AISC 360 ou do Eurocode 3 Part 1-8, na ausência de Norma Brasileira aplicável.

6.2 Soldas

6.2.1 Generalidades

6.2.1.1 Todas as disposições da AWS D1.1 relativas a ligações soldadas são aplicáveis a estruturas dimensionadas de acordo com esta Norma. Uma única exceção deve ser feita às prescrições dadas em 6.1.13, 6.1.14, 6.2.2.2, 6.2.6.2 e na Tabela 9, as quais devem ser aplicadas em vez dos itens da AWS D1.1 que tratam dos mesmos assuntos.

6.2.1.2 As soldas devem ser indicadas nos desenhos de projeto. Detalhes como comprimentos e retornos devem ser indicados nos desenhos de fabricação.

6.2.2 Áreas efetivas

6.2.2.1 Soldas de penetração total e parcial

As seguintes disposições são aplicáveis:

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

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

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

d) a espessura da garganta efetiva de uma solda de penetração parcial está indicada na Tabela 5;

e) os valores da espessura da garganta efetiva de uma solda em juntas com uma superfície curva constituída por uma seção circular, uma seção dobrada a 90 ° ou uma seção tubular retangular, quando a solda é nivelada com essa superfície curva, devem ser obtidos da Tabela 6, a menos que outros valores sejam determinados por meio de ensaios.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela 5 — Espessura da garganta efetiva de soldas de penetração parcial

Processo de soldagem	Posição de soldagem [e)]	Tipo de chanfro [f)]	Espessura da garganta efetiva
Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW) [a]	Todas	J U V com ângulo de 60 °	Profundidade do chanfro
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) [b] Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) [c]	Todas		
Arco submerso (SAW) [d)]	P	J U V ou bisel com ângulo de 60 °	
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) [b] Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) [c]	P, H	Bisel com ângulo de 45 °	
Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW) [a]	Todas	Bisel com ângulo de 45 °	Profundidade do chanfro menos 3 mm
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) [b] Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) [c]	V, S	Bisel com ângulo de 45 °	

[a] SMAW - Shielded Metal Arc Welding.
[b] GMAW - Gas Metal Arc Welding.
[c] FCAW - Flux Cored Arc Welding.
[d] SAW - Submerged Arc Welding.
[e] P – Plana; H – Horizontal; V – Vertical; S – Sobrecabeça.
[f] Ângulo do chanfro é o ângulo entre as faces de fusão.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

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

Processo de soldagem	Espessura da garganta efetiva	
	Solda em bisel [a, b]	Solda em V [a]
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) e arco elétrico com fluxo no núcleo, no qual uma proteção adicional é fornecida por um gás ou mistura de gases externos (FCAW-G)	$5R/8$	$3R/4$
Arco elétrico com com eletrodo revestido (SMAW) e arco elétrico com fluxo no núcleo, no qual a proteção é fornecida exclusivamente pelo gás advindo do interior do eletrodo tubular (FCAW-S)	$5R/16$	$5R/8$
Arco submerso (SAW)	$5R/16$	$R/2$

[a] R é o raio da superfície da junta (pode ser assumido como igual a $2t$ para seção tubular retangular).

[b] Para solda em bisel com R menor que 10 mm, deve ser usado adicionalmente um filete de reforço além da superfície nivelada da solda. Para efeito de cálculo, deve ser considerada apenas a garganta desse filete.

6.2.2.2 Soldas de filete

As seguintes disposições são aplicáveis:

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

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

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

d) para soldas de filete longitudinais nas ligações extremas de elementos axialmente solicitados, o comprimento efetivo deve ser tomado como o comprimento total da solda multiplicado pelo fator de redução β, dado por:

$$\beta = 1{,}2 - 0{,}002\left(\frac{\ell_w}{d_w}\right), \text{ porém } 0{,}6 \le \beta \le 1{,}0$$

onde:

ℓ_w é o comprimento total da solda;

d_w é o tamanho da perna do filete de solda.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

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 desse comprimento, for maior que a área dada em 6.2.2.3, então esta última deve ser usada como área efetiva da solda.

6.2.2.3 Soldas de tampão em furos ou rasgos

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

6.2.3 Combinação de tipos diferentes de soldas

Se numa mesma ligação forem usados dois ou mais tipos de solda (penetração, 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 penetração parcial, situação na qual se deve pesquisar a seção crítica da solda e do metal-base.

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

6.2.4.1 Na Tabela 7, extraída da AWS D1.1, são apresentados alguns metais-base e eletrodos de solda que podem ser usados em procedimentos de soldagem pré-qualificados. Mais informações podem ser obtidas na AWS D1.1.

6.2.4.2 Para especificações relativas a procedimentos pré-qualificados de soldagem, incluindo temperaturas de preaquecimento e interpasses, ver AWS D1.1.

6.2.4.3 Para qualificação de outros procedimentos de soldagem, ver AWS D1.1.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela 7 — Compatibilidade do metal-base com o metal da solda [a), b)]

	Metal-base		Metal da solda compatível			
	ABNT	**ASTM**	**Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW)**	**Arco submerso (SAW)**	**Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW)**	**Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW)**
Grupo I	NBR 6648 (CG-26 - $t \leq 20$ mm) NBR 6649 (CF-26) NBR 6650 (CF-26) NBR 7007 (MR 250 - $t \leq 19$ mm)	A36 ($t \leq 19$ mm) A500 Grau A A500 Grau B	AWS A5.1 - E60XX, E70XX AWS A5.5 [e] - E70XX-X	AWS A5.17 - F6XX-EXXX, F6XX-ECXXX, F7XX-EXXX, F7XX-ECXXX AWS A5.23 [e] - F7XX-EXXX-XX, F7XX-ECXXX-XX	AWS A5.18 - ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM (exceto -GS) AWS A5.28 [e] - ER70S-XXX, E70C-XXX	AWS A5.20 - E6XT-X, E6XT-XM, E7XT-X, E7XT-XM (exceto -2, -2M, -3, -10, -13, -14 e -GS e exceto -11 com espessura superior a 12 mm) AWS A5.29 [e] - E6XTX-X, E6XT-XM, E7XTX-X, E7XTX-XM
Grupo II	NBR 5000 (G-30) NBR 5000 (G-35) NBR 5004 (F-32/Q-32) NBR 5004 (F-35/Q-35) NBR 5004 (Q-40) NBR 5008 (CGR 400) [d] NBR 5008 (CGR 500) [d] NBR 5008 (CGR 500A) [d] NBR 5920 (CFR 500) [d] NBR 5921 (CFR 400) [d] NBR 5921 (CFR 500) [d] NBR 6648 (CG-26 – $t > 19$ mm) NBR 6648 (CG-28) NBR 6649 (CF-28) NBR 6650 (CF-28) NBR 6650 (CF-30) NBR 7007 (MR 250 - $t > 19$ mm) NBR 7007 (AR-350) NBR 7007 (AR-350 COR) NBR 8261 (Graus B e C)	A36 ($t > 19$ mm) A242 [d)] A572 Grau 42 A572 Grau 50 A572 Grau 55 A992 A588 [d]	AWS A5.1 - E7015, E7016, E7018, E7028 AWS A5.5 [e] - E7015-X, E7016-X, E7018-X	AWS A5.17 - F7XX-EXXX, F7XX-ECXXX AWS A5.23 [e] - F7XX-EXXX-XX, F7XX-ECXXX-XX	AWS A5.18 - ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM (exceto -GS) AWS A5.28 [e] - ER70S-XXX, E70C-XXX	AWS A5.20 - E7XT-X, E7XT-XM (exceto -2, -2M, -3, -10, -13, -14 e -GS e exceto -11 com espessura superior a 12 mm) AWS A5.29 [e)] - E7XTX-X, E7XTX-XM
Grupo III	NBR 5000 (G-42) NBR 5000 (G-45) NBR 5004 (Q-42) NBR 5004 (Q-45) NBR 7007 (AR-415)	A572 Grau 60 A572 Grau 65 A913 [c]	AWS A5.5 [e] - E8015-X, E8016-X, E8018-X	AWS A5.23 [e] - F8XX-EXXX-XX, F8XX-ECXXX-XX	AWS A5.28 [e] - ER80S-XXX, E80C-XXX	AWS A5.29 [e] - E8XTX-X, E8XTX-XM

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

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

[c] As limitações da AWS D1.1 relativas à entrada de calor não se aplicam ao ASTM A913, graus 60 e 65.

[d] Podem ser necessários processos e materiais de soldagem especiais (por exemplo: eletrodos de baixa liga E80XX-X) para atender às características de resistência à corrosão atmosférica e de resistência ao choque do metal-base - ver AWS D1.1.

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

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.2.5 Força resistente de cálculo

6.2.5.1 A força resistente de cálculo, $F_{w,Rd}$, dos diversos tipos de solda está indicada na Tabela 8, na qual A_w é a área efetiva da solda, A_{MB} é a área do metal-base (produto do comprimento da solda pela espessura do metal-base menos espesso), f_y é a menor resistência ao escoamento entre os metais-base da junta e f_w a resistência mínima à tração do metal da solda, obtida da Tabela A.4.

Tabela 8 — Força resistente de cálculo de soldas

Tipo de solda	Tipo de solicitação e orientação	Força resistente de cálculo $F_{w,Rd}$ [a b d]
Penetração total [g)]	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda	Não precisa ser considerado
	Tração ou compressão normal à seção efetiva da solda	Metal-base: $A_{MB} f_y / \gamma_{a1}$ [e f i]
	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva	Metal-base: $0{,}60 A_{MB} f_y / \gamma_{a1}$ [i]
Penetração parcial [g)]	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda [c]	Não precisa ser considerado
	Tração ou compressão normal à seção efetiva da solda	O menor dos dois valores: a) Metal-base: $A_{MB} f_y / \gamma_{a1}$ [i] b) Metal da solda: $0{,}60 A_w f_w / \gamma_{w1}$ [j)]
	Cisalhamento paralelo ao eixo da solda, na seção efetiva	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0{,}60 A_w f_w / \gamma_{w2}$ [k]
Filete	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda [c]	Não precisa ser considerado
	Cisalhamento na seção efetiva (a solicitação de cálculo é igual à resultante vetorial de todas as forças de cálculo na junta que produzam tensões normais ou de cisalhamento na superfície de contato das partes ligadas)	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0{,}60 A_w f_w / \gamma_{w2}$ [h k]
Tampão em furos ou rasgos	Cisalhamento paralelo às superfícies em contato, na seção efetiva	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0{,}60 A_w f_w / \gamma_{w2}$ [k]

[a] Para definição de áreas efetivas de soldas, ver 6.2.2.

[b] O metal da solda a ser usado para cada metal-base é dado na Tabela 7.

[c] Soldas de filete e soldas de 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; devem ser consideradas, entretanto, as tensões de cisalhamento causadas pelas forças cortantes e os efeitos locais.

[d] Em soldas sujeitas a tensões não-uniformes, as forças solicitante e resistente de cálculo são determinadas com base em comprimentos efetivos unitários.

[e] Nesse caso, quando houver duas classes de resistência de metal da solda na Tabela 7, só pode ser usada a classe de maior resistência.

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

[g] Em emendas soldadas de perfis soldados com espessura de mesa ou alma superior a 50 mm e de perfis laminados com mesas de espessura superior a 44 mm, deve ser aplicado um preaquecimento igual ou superior a 175 °C.

[h] Ver também 6.2.5.2.

[i] O valor de γ_{a1} é dado em 4.8.2.

[j] O valor de γ_{w1} é igual a 1,25 para combinações normais, especiais ou de construção e igual a 1,05 para combinações excepcionais.

[k] O valor de γ_{w2} é igual a 1,35 para combinações normais, especiais ou de construção e igual a 1,15 para combinações excepcionais.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.2.5.2 Ao invés da força resistente de cálculo dos filetes de solda dada na Tabela 8, o seguinte procedimento pode ser usado:

a) para um grupo de filetes de solda situados em um mesmo plano e sujeitos a ações nesse plano, com a resultante das ações passando pelo centro geométrico do grupo de filetes, a força resistente de cálculo é, com γ_{w2} dado conforme a Nota k da Tabela 8, igual a:

$$F_{w,Rd} = \frac{0,6\ f_w}{\gamma_{w2}} A_w\ (1 + 0,5\,\text{sen}^{1,5}\theta)$$

onde:

A_w e f_w são definidos em 6.2.5.1;

θ é o ângulo entre a resultante das ações e o eixo longitudinal do grupo de filetes de solda;

b) para um grupo de filetes de solda situados em um mesmo plano e sujeitos a ações nesse plano, com a resultante das ações não passando pelo centro geométrico do grupo de filetes, analisados pelo método do centro instantâneo de rotação, os componentes da força resistente de cálculo são $F_{Rd,wx}$ e $F_{Rd,wy}$, com:

$$F_{wx,Rd} = \sum F_{wix,Rd}$$

$$F_{wy,Rd} = \sum F_{wiy,Rd}$$

$$F_{wi,Rd} = \frac{0,6\ f_w}{\gamma_{w2}} \sum_i A_{wi}\ (1 + 0,5\,\text{sen}^{1,5}\,\theta_i)\ f(p)$$

$$f(p) = \left[\ p\ (1,9 - 0,9\ p)\ \right]^{0,3}$$

onde:

$F_{wi,Rd}$ é a força resistente de cálculo do filete de número i;

$F_{wix,Rd}$ é a força resistente de cálculo na direção x;

$F_{wiy,Rd}$ é a força resistente de cálculo na direção y;

p é Δ_i / Δ_m, ou seja, a relação entre a deformação do filete i sob níveis intermediários de tensão, linearmente proporcional à deformação crítica baseada na distância ao centro instantâneo de rotação, r_i, igual a $r_i \Delta_u / r_{crit}$, e sua deformação no limite de resistência, igual a $1,087\,(\theta_i + 6)^{-0,65}\, d_{wi} \leq 0,17\, d_{wi}$;

d_{wi} é o tamanho da perna do filete i;

r_{crit} é a distância do centro instantâneo de rotação do filete com relação Δ_u / r_i mínima;

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

c) para um grupo de filetes carregado concentricamente, formado por elementos situados longitudinalmente e transversalmente à direção da força aplicada, a força resistente de cálculo combinada $F_{w,Rd}$ é o maior valor entre:

$$F_{w1,Rd} = F_{w\ell,Rd} + F_{wt,Rd}$$

e

$$F_{w2,Rd} = 0{,}85\,F_{w\ell,Rd} + 1{,}5\,F_{wt,Rd}$$

onde:

$F_{w\ell,Rd}$ é a força resistente de cálculo total dos filetes de solda situados longitudinalmente à direção da força aplicada, obtida da Tabela 8;

$F_{wt,Rd}$ é a força resistente de cálculo total dos filetes de solda situados transversalmente à direção da força aplicada, obtida da Tabela 8, porém sem levar em conta a Nota f.

6.2.6 Limitações

6.2.6.1 Soldas de penetração

As espessuras mínimas de gargantas efetivas de soldas de penetração parcial estão indicadas na Tabela 9. A dimensão da solda deve ser estabelecida em função da parte mais espessa soldada, exceto que tal dimensão não necessita ultrapassar a espessura da parte menos espessa, desde que seja obtida a força resistente 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 9 — Espessura mínima da garganta efetiva de uma solda de penetração parcial

Menor espessura do metal-base na junta mm	**Espessura mínima da garganta efetiva** [a] 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 até 37,5	8
Acima de 37,5 até 57	10
Acima de 57 até 152	13
Acima de 152	16
[a] Ver 6.2.2 para definição de garganta efetiva.	

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.2.6.2 Soldas de filete

6.2.6.2.1 O tamanho mínimo da perna de uma solda de filete é dado na Tabela 10, em função da parte menos espessa soldada.

Tabela 10 — Tamanho mínimo da perna de uma solda de filete

Menor espessura do metal-base na junta mm	**Tamanho mínimo da perna da solda de filete, d_w** [a] 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
[a] Executadas somente com um passe.	

6.2.6.2.2 O tamanho máximo da perna de uma solda de filete que pode ser usado ao longo de bordas de partes soldadas é o seguinte:

a) ao longo de bordas de material com espessura inferior a 6,35 mm, não mais do que a espessura do material;

b) ao longo de bordas de material com espessura igual ou superior a 6,35 mm, não mais do que a espessura do material subtraída de 1,5 mm, a não ser que nos desenhos essa solda seja indicada como reforçada durante a execução, de modo a obter a espessura total desejada da garganta.

6.2.6.2.3 O comprimento efetivo de uma solda de filete (ver 6.2.2.2), dimensionada para uma solicitação de cálculo qualquer, não pode ser inferior a 4 vezes seu tamanho da perna e a 40 mm ou, então, esse tamanho não pode ser considerado maior que 25 % do comprimento efetivo da solda.

Quando forem usadas somente soldas de filete longitudinais nas ligações extremas de chapas planas tracionadas, o comprimento de cada filete não pode ser menor que a distância transversal entre eles. Ver também o disposto em 5.2.5d).

6.2.6.2.4 Podem ser usadas soldas intermitentes de filete, dimensionadas para transmitir solicitações de cálculo, quando a resistência de cálculo exigida for inferior à de uma solda contínua do menor tamanho de perna permitido, 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 o tamanho da perna, nem menor que 40 mm. O uso de soldas intermitentes requer cuidados especiais com flambagens locais e com corrosão.

6.2.6.2.5 O cobrimento mínimo, em ligações por superposição, deve ser igual a 5 vezes a espessura da parte ligada menos espessa e não inferior a 25 mm. Chapas ou barras, ligadas por superposição apenas com filetes transversais e sujeitas a solicitação axial, devem ter soldas de filete ao longo das extremidades de ambas as partes, exceto quando a deformação das partes sobrepostas for suficientemente contida, de modo a evitar abertura da ligação por efeito das solicitações de cálculo.

6.2.6.2.6 Terminações de soldas de filete podem se estender até a extremidade ou até as bordas das partes ligadas, ou ser interrompidas próximo desses locais, ou formar um contorno fechado, exceto como limitado a seguir:

a) para juntas por superposição nas quais uma das partes se estende além de uma borda sujeita a tensões de tração longitudinais, os filetes devem ser interrompidos a uma distância dessa borda não inferior ao tamanho da perna do filete, d_w (ver Figura 14, que mostra também o sentido sugerido de execução da solda);

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

b) para ligações de elementos estruturais com forças cíclicas normais a elementos em projeção, de freqüência e magnitude que tenderiam a causar fadiga progressiva a partir de um ponto na extremidade da solda, os filetes de solda devem contornar os cantos, estendendo-se por uma distância não inferior a duas vezes a dimensão da perna ou à largura da parte ligada, a que for menor;

c) para ligações cujo projeto requer flexibilidade de elementos em projeção, se forem usados retornos nas extremidades dos filetes, o comprimento dos retornos não deve exceder quatro vezes a dimensão da perna;

d) soldas de filete em lados opostos de um plano comum devem ser interrompidas no canto comum a ambas as soldas.

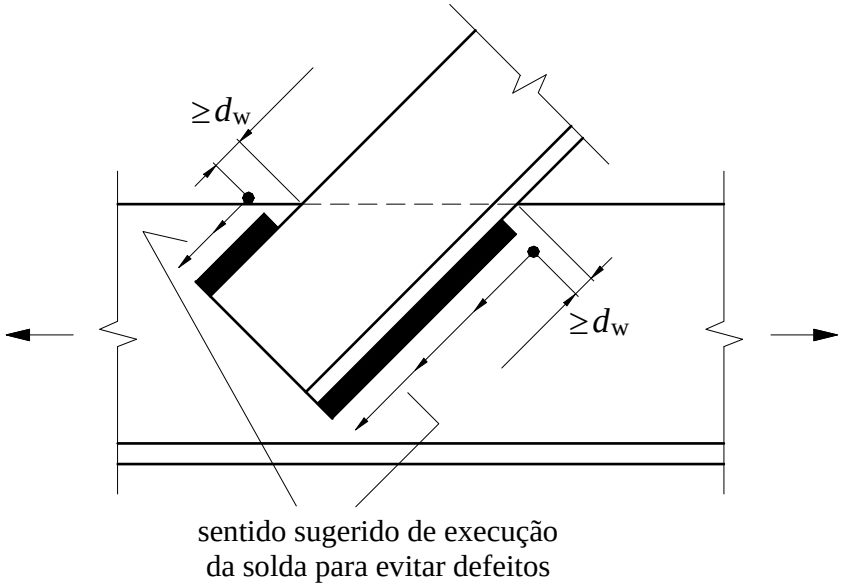


Figura 14 — Filetes de solda próximos de bordas tracionadas

6.2.6.2.7 Podem ser usadas soldas de filete em furos ou rasgos para transmitir forças paralelas às superfícies de contato em ligações por superposição ou para evitar flambagem (ou separação) das partes sobrepostas, e para ligar componentes de barras de seção composta. Para tais soldas devem ser atendidas as disposições de 6.2.2.2. As soldas de filete em furos ou rasgos não podem ser consideradas soldas de tampão.

6.2.6.3 Soldas de tampão em furos ou rasgos

Podem ser usadas soldas de tampão em furos ou rasgos para transmitir forças paralelas às superfícies de contato em ligações por superposição ou para evitar instabilidade (ou separação) das partes sobrepostas, e para ligar componentes de barras de seção composta. O diâmetro dos furos para soldas de tampão em furos não pode ser inferior à espessura da parte que os contém acrescida de 8 mm, nem maior que 2,25 vezes a espessura da solda. A distância de centro a centro de soldas de tampão em furos deve ser igual ou superior a 4 vezes o diâmetro do furo.

O comprimento do rasgo para soldas de tampão em rasgos não pode ser maior que 10 vezes a espessura da solda. A largura dos rasgos não pode ser inferior à espessura da parte que os contém acrescida de 8 mm, nem maior que 2,25 vezes a espessura da solda. As extremidades desses rasgos devem ter a forma semicircular, ou devem ter cantos arredondados de raio não inferior à espessura da parte que os contêm, exceto aquelas extremidades que se estendem até a borda do elemento soldado. O espaçamento entre as linhas de centro de rasgos, medido na direção transversal ao comprimento dos rasgos, deve ser igual ou superior a 4 vezes a largura do rasgo. A distância de centro a centro de rasgos situados na mesma linha longitudinal ao comprimento deles, medida sobre essa linha, deve ser igual ou superior a 2 vezes o comprimento dos rasgos. A espessura de soldas de tampão em furos ou rasgos situados em material de espessura igual ou inferior a 16 mm deve ser igual à espessura desse material. Quando a espessura desse material for maior que 16 mm, a espessura da solda deve ser no mínimo igual à metade da espessura do mesmo material, porém não inferior a 16 mm.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.3 Parafusos e barras redondas rosqueadas

As prescrições desta Norma referem-se especificamente aos parafusos comuns ASTM A307 e aos parafusos de alta resistência ASTM A325 e A490, com rosca UNC. Entretanto, permite-se o uso de parafusos comuns ISO 898-1 Classe 4.6 e parafusos de alta resistência ISO 4016 Classe 8.8 e ISO 4016 Classe 10.9, desde que, para esses parafusos, todas as exigências apresentadas para os parafusos ASTM similares sejam atendidas, com as devidas adaptações. São também previstas barras redondas rosqueadas, devendo as roscas atender aos requisitos da ASME B18.2.6 com tolerância classe 2A; as porcas das barras redondas rosqueadas devem ser do mesmo material da barra e devem ter dimensões conforme especificado na ASME B18.2.6 para porcas hexagonais.

6.3.1 Parafusos de alta resistência

Em ligações com parafusos de alta resistência devem ser atendidos os requisitos de 6.7.

Permite-se aperto normal, exceto nas seguintes situações:

a) casos citados em 6.1.11.1;

b) parafusos ASTM A490 sujeitos à tração ou tração e cisalhamento;

c) parafusos ASTM A325 sujeitos à tração ou tração e cisalhamento, quando o afrouxamento ou a fadiga devidos à vibração ou flutuações de solicitação precisarem ser considerados no projeto.

Considera-se que o aperto normal pode ser obtido por alguns impactos de uma chave de impacto ou pelo esforço máximo de um operário usando uma chave normal, garantindo sempre firme contato entre as partes ligadas. Parafusos montados sem controle de protensão inicial devem ser claramente indicados nos desenhos de projeto, fabricação e montagem.

Quando o aperto normal não for permitido, os parafusos devem ser montados de forma a desenvolver uma força de protensão mínima, obtida conforme 6.7.4.1.

6.3.2 Áreas de cálculo

6.3.2.1 Área efetiva para pressão de contato

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

6.3.2.2 Área efetiva do parafuso ou barra redonda rosqueada, para tração

A área resistente ou área efetiva de um parafuso ou de uma barra redonda rosqueada (A_{be}), para tração, é um valor compreendido entre a área bruta e a área da raiz da rosca. Nesta Norma essa área é considerada igual a $0{,}75\,A_b$, sendo A_b a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou no diâmetro externo da rosca da barra redonda rosqueada, d_b. Logo:

$$A_{be} = 0{,}75\,A_b$$

com

$$A_b = 0{,}25\,\pi\,d_b^2$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.3.3 Força resistente de cálculo

6.3.3.1 Tração

A força de tração resistente de cálculo de um parafuso tracionado ou de uma barra redonda rosqueada tracionada é dada por (ver também 6.3.5):

$$F_{t,Rd} = \frac{A_{be}\ f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

onde:

f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração, especificada no Anexo A;

A_{be} é a área efetiva, definida em 6.3.2.2.

No caso de barras redondas rosqueadas, a força resistente de cálculo não deve ser superior a $A_b\ f_y / \gamma_{a1}$.

6.3.3.2 Cisalhamento

A força de cisalhamento resistente de cálculo de um parafuso ou barra redonda rosqueada é, por plano de corte, igual a (deve ser atendido também o exposto em 6.3.3.3):

a) para parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte passa pela rosca e para parafusos comuns em qualquer situação:

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}4 A_b\ f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

b) para parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte não passa pela rosca:

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}5 A_b\ f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

onde A_b é a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada, d_b, dada em 6.3.2.2.

6.3.3.3 Pressão de contato em furos

A força resistente de cálculo à pressão de contato na parede de um furo, já levando em conta o rasgamento entre dois furos consecutivos ou entre um furo extremo e a borda, é dada por (deve ser atendido também o exposto em 6.3.3.2):

a) no caso de furos-padrão, furos alargados, furos pouco alongados em qualquer direção e furos muito alongados na direção da força:

— quando a deformação no furo para forças de serviço for uma limitação de projeto

$$F_{c,Rd} = \frac{1{,}2\,\ell_f\ t\ f_u}{\gamma_{a2}} \leq 2{,}4\, d_b\ t\ f_u / \gamma_{a2}$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

— quando a deformação no furo para forças de serviço não for uma limitação de projeto

$$F_{c,Rd} = \frac{1{,}5\,\ell_f\,t\,f_u}{\gamma_{a2}} \leq 3{,}0\,d_b\,t\,f_u/\gamma_{a2}$$

b) no caso de furos muitos alongados na direção perpendicular à da força:

$$F_{c,Rd} = \frac{1{,}0\,\ell_f\,t\,f_u}{\gamma_{a2}} \leq 2{,}0\,d_b\,t\,f_u/\gamma_{a2}$$

onde:

ℓ_f é a distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda livre;

d_b é o diâmetro do parafuso;

t é a espessura da parte ligada;

f_u é a resistência à ruptura do aço da parede do furo.

O uso de furos alargados e furos pouco ou muito alongados na direção da força é restrito a ligações por atrito (ver 6.3.4.2 e Tabela 13).

A força resistente total é igual à soma das forças resistentes à pressão de contato calculadas para todos os furos.

6.3.3.4 Tração e cisalhamento combinados

Quando ocorrer a ação simultânea de tração e cisalhamento, deve ser atendida a seguinte equação de interação:

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1{,}0$$

onde:

$F_{t,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo por parafuso ou barra redonda rosqueada;

$F_{v,Sd}$ é a força de cisalhamento solicitante de cálculo no plano considerado do parafuso ou barra redonda rosqueada;

$F_{t,Rd}$ e $F_{v,Rd}$ são dados respectivamente em 6.3.3.1 e 6.3.3.2.

Alternativamente ao uso da equação da interação, a força de tração solicitante de cálculo ($F_{t,Sd}$) por parafuso ou barra redonda rosqueada deve atender às exigências da Tabela 11. Nesse caso, adicionalmente, devem ser feitas verificações para as forças de tração e cisalhamento isoladas, conforme 6.3.3.1, 6.3.3.2 e 6.3.3.3.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela 11 — Forças de tração e cisalhamento combinadas

Meio de ligação	Limitação adicional do valor da força de tração solicitante de cálculo por parafuso ou barra redonda rosqueada [a]
Parafusos ASTM A307	$F_{t,Sd} \leq f_{ub} A_b / \gamma_{a2} - 1{,}90 F_{v,Sd}$
Parafusos ASTM A325	$F_{t,Sd} \leq f_{ub} A_b / \gamma_{a2} - 1{,}90 F_{v,Sd}$ [b] $F_{t,Sd} \leq f_{ub} A_b / \gamma_{a2} - 1{,}50 F_{v,Sd}$ [c]
Parafusos ASTM A490	$F_{t,Sd} \leq f_{ub} A_b / \gamma_{a2} - 1{,}90 F_{v,Sd}$ [b] $F_{t,Sd} \leq f_{ub} A_b / \gamma_{a2} - 1{,}50 F_{v,Sd}$ [c]
Barras redondas rosqueadas em geral	$F_{t,Sd} \leq f_{ub} A_b / \gamma_{a2} - 1{,}90 F_{v,Sd}$

[a] f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada especificada no Anexo A; A_b é a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada, d_b, dada em 6.3.2.2, e $F_{v,Sd}$ é a força de cisalhamento solicitante de cálculo no plano considerado do parafuso ou barra redonda rosqueada.

[b] Plano de corte passa pela rosca.

[c] Plano de corte não passa pela rosca.

6.3.4 Força resistente de parafusos de alta resistência em ligações por atrito

6.3.4.1 O projeto de ligações por atrito com parafusos de alta resistência precisa levar em conta se o deslizamento é um estado-limite de serviço ou um estado-limite último (ver 6.3.4.2) e deve ser feito conforme 6.3.4.3 ou 6.3.4.4, o que for aplicável, e ainda atender a 6.3.3.

6.3.4.2 Nas ligações com furos alargados e furos pouco alongados ou muito alongados com alongamentos paralelos à direção da força aplicada, o deslizamento deve ser considerado estado-limite último (ver 6.3.4.3). Nas ligações com furos-padrão e furos pouco alongados ou muito alongados com alongamentos transversais à direção da força aplicada, o deslizamento deve ser considerado estado-limite de serviço (ver 6.3.4.4).

6.3.4.3 Nas situações em que o deslizamento é um estado-limite último (ver 6.3.4.2), a força resistente de cálculo de um parafuso ao deslizamento, $F_{f,Rd}$, deve ser igual ou superior à força cortante solicitante de cálculo no parafuso, calculada com as combinações últimas de ações conforme 4.7.7.2. O valor da força resistente de cálculo é dado por:

$$F_{f,Rd} = \frac{1{,}13 \mu C_h F_{Tb} n_s}{\gamma_e} \left(1 - \frac{F_{t,Sd}}{1{,}13 F_{Tb}} \right)$$

onde:

F_{Tb} é a força de protensão mínima por parafuso, conforme 6.7.4.1;

$F_{t,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo no parafuso que reduz a força de protensão, calculada com as combinações últimas de ações conforme 4.7.7.2;

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

n_s é o número de planos de deslizamento;

γ_e é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,20 para combinações normais, especiais ou de construção e 1,00 para combinações excepcionais;

μ é o coeficiente médio de atrito, definido a seguir:

a) 0,35 para superfícies classe A, isto é, superfícies laminadas, limpas, isentas de óleos ou graxas, sem pintura, e para superfícies classe C, isto é, superfícies galvanizadas a quente com rugosidade aumentada manualmente por meio de escova de aço (não é permitido o uso de máquinas);

b) 0,50 para superfícies classe B, isto é, superfícies jateadas sem pintura;

c) 0,20 para superfícies galvanizadas a quente;

C_h é um fator de furo, igual a:

a) 1,00 para furos-padrão;

b) 0,85 para furos alargados ou pouco alongados;

c) 0,70 para furos muito alongados.

A região mínima das superfícies classes A e B em contato que deve ficar sem pintura é mostrada esquematicamente na Figura 15. Superfícies classes A e B podem também ser jateadas e pintadas, desde que o coeficiente médio de atrito seja comprovado por ensaios conforme as prescrições da “Specification for structural joints using ASTM A325 or A490 bolts”, do AISC (American Institute of Steel Construction); outros valores de μ podem ser também estabelecidos com base em tais ensaios.

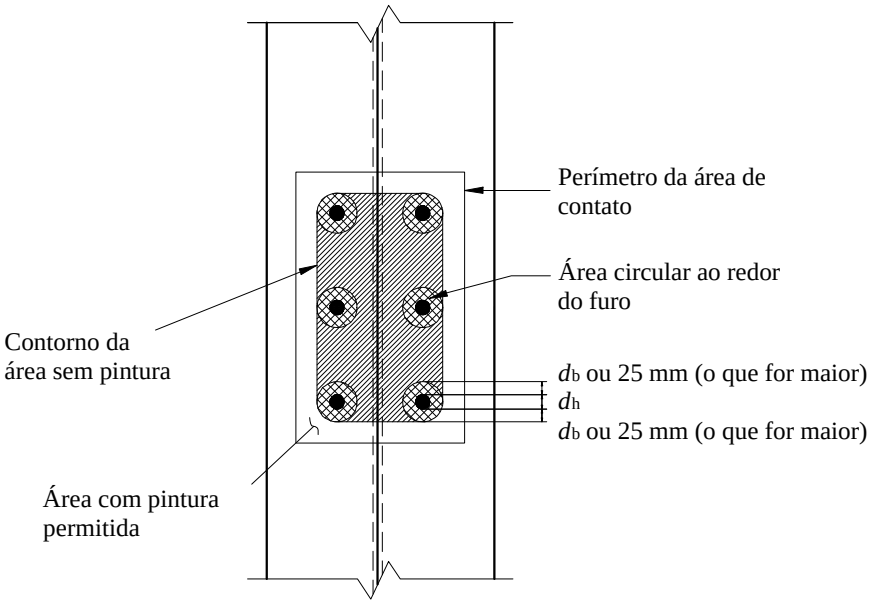


Figura 15 — Superfícies em contato sem pintura

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Calços com espessura máxima de 6 mm, ainda que contenham furos alongados até uma borda (*finger shims*), conforme Figura 16, podem ser usados em ligações por atrito com furos-padrão, mantendo-se o coeficiente de ponderação da resistência igual a 1,00.

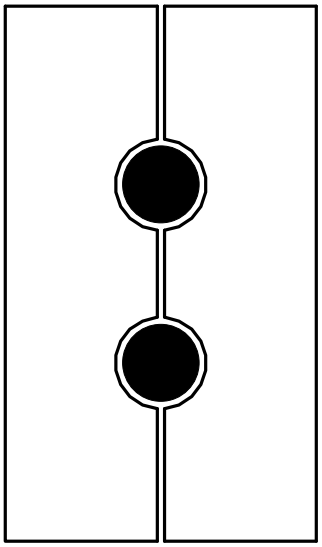


Figura 16 — Calços com furos alongados até uma borda

6.3.4.4 Nas situações em que o deslizamento é um estado-limite de serviço (ver 6.3.4.2), a força resistente nominal de um parafuso ao deslizamento, $F_{f,Rk}$, deve ser igual ou superior à força cortante solicitante característica, calculada com as combinações de ações raras de serviço, conforme 4.7.7.3.4, ou, simplificadamente, tomada igual a 70 % da força cortante solicitante de cálculo. O valor da força resistente nominal é dado por:

$$F_{f,Rk} = 0{,}80\ \mu\ C_h\ F_{Tb}\ n_s \left(1 - \frac{F_{t,Sk}}{0{,}80 F_{Tb}}\right)$$

onde $F_{t,Sk}$ é a força de tração solicitante característica no parafuso que reduz a força de protensão, calculada com as combinações de ações raras de serviço, conforme 4.7.7.3.4, ou, simplificadamente, tomada igual a 70 % da força de tração solicitante de cálculo.

Todas as considerações feitas em 6.3.4.3 relacionadas a acabamento de superfície e calços permanecem válidas.

6.3.5 Efeito de alavanca

6.3.5.1 Na determinação da força de tração solicitante de cálculo em parafusos e barras redondas rosqueadas, deve-se levar em conta o efeito de alavanca, produzido pelas deformações das partes ligadas (Figura 17).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

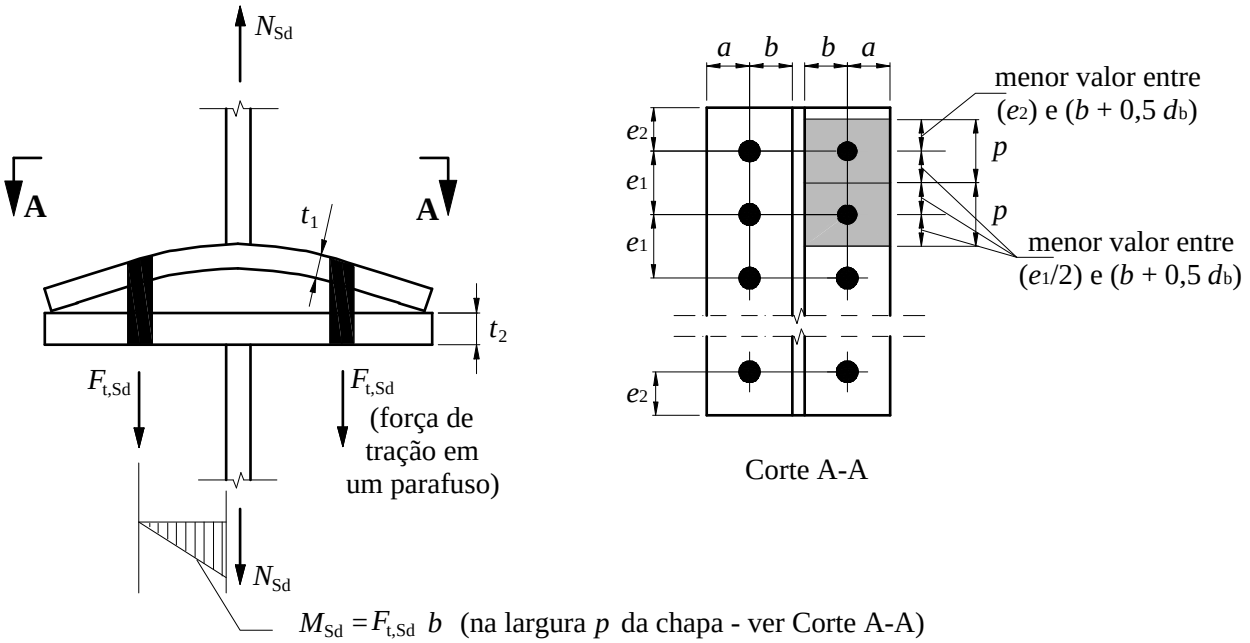


Figura 17 — Efeito de alavanca

6.3.5.2 Caso não se façam análises mais rigorosas, pode-se considerar que o efeito de alavanca tenha sido adequadamente considerado se for atendida pelo menos uma das exigências a seguir:

a) na determinação das espessuras das chapas das partes ligadas (t_1 e t_2 - ver Figura 17), for empregado o momento resistente plástico ($Z\ f_y$) e a força de tração resistente de cálculo dos parafusos ou barras redondas rosqueadas for reduzida em 33 %;

b) na determinação das espessuras das chapas das partes ligadas (t_1 e t_2 - ver Figura 17), for empregado o momento resistente elástico ($W\ f_y$) e a força de tração resistente de cálculo dos parafusos ou barras redondas rosqueadas for reduzida em 25 %.

Adicionalmente, a dimensão a não pode ser inferior à dimensão b (Figura 17).

Ao se determinarem as espessuras das chapas das partes ligadas, deve-se tomar a força atuante em um parafuso e a sua largura de influência na chapa, p, obtida conforme indicado na Figura 17.

6.3.6 Dimensões e uso de furos e arruelas

6.3.6.1 As dimensões máximas de furos devem obedecer ao indicado na Tabela 12. 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, soldadas à placa de base.

6.3.6.2 Nas ligações com furos alargados ou alongados devem ser observados os tipos de ligação permitidos e as limitações indicadas na Tabela 13.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela 12 — Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas

	Diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada d_b	Diâmetro do furo-padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões do furo pouco alongado	Dimensões do furo muito alongado
Dimensões em milímetros	≤ 24	$d_b + 1{,}5$	$d_b + 5$	$(d_b + 1{,}5) \times (d_b + 6)$	$(d_b + 1{,}5) \times 2{,}5\, d_b$
	27	$28{,}5$	33	$28{,}5 \times 35$	$28{,}5 \times 67{,}5$
	≥ 30	$d_b + 1{,}5$	$d_b + 8$	$(d_b + 1{,}5) \times (d_b + 9{,}5)$	$(d_b + 1{,}5) \times 2{,}5\, d_b$
Dimensões em polegadas	$\leq 7/8$	$d_b + 1/16$	$d_b + 3/16$	$(d_b + 1/16) \times (d_b + 1/4)$	$(d_b + 1/16) \times 2{,}5\, d_b$
	1	$1\ 1/16$	$1\ 1/4$	$1\ 1/16 \times 1\ 5/16$	$1\ 1/16 \times 2\ 1/2$
	$\geq 1\ 1/8$	$d_b + 1/16$	$d_b + 5/16$	$(d_b + 1/16) \times (d_b + 3/8)$	$(d_b + 1/16) \times 2{,}5\, d_b$

Tabela 13 — 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, que devem ser endurecidas quando os parafusos forem de alta resistência
	Por contato	Em qualquer uma ou em todas as chapas da ligação. Maior dimensão normal à direção da solicitação	
Muito alongado	Por atrito	Em somente uma das partes da ligação, para a mesma superfície de contato. Qualquer posição, independentemente da direção da solicitação	Arruelas de chapa ou barras chatas contínuas, de aço estrutural, com espessura mínima de 8 mm e com furos-padrão, devem ser usadas sobre furos muito alongados em chapas externas. Tais arruelas ou barras devem ter dimensões suficientes para cobrir totalmente os furos alongados após a instalação dos parafusos. Quando for necessário usar arruelas endurecidas (ver 6.7.4.2 e [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 A490 de diâmetro superior a 25,4 mm, em furos alongados ou alargados, nas chapas externas da ligação, devem ser usadas arruelas endurecidas de acordo com a ASTM F436, porém de espessura mínima igual a 8 mm, em lugar das arruelas-padrão.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.3.7 Pega longa

Exceto nos casos dos parafusos de alta resistência montados com protensão inicial, quando o comprimento de pega excede $5\,d_b$, a força de cisalhamento resistente de cálculo dos parafusos ou barras redondas rosqueadas deve ser reduzida em 1 % para cada 1,5 mm adicionais de pega (d_b é o diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada).

6.3.8 Ligações de grande comprimento

Em ligações por contato usadas em emendas de barras tracionadas, com comprimento superior a 1 270 mm na direção da força externa, a força de cisalhamento solicitante de cálculo e a força solicitante de cálculo à pressão de contato na parede de um furo nos parafusos, respectivamente $F_{v,Sd}$ e $F_{c,Sd}$, devem ser multiplicadas por 1,25 para levar em conta a distribuição não-uniforme da força externa pelos parafusos.

6.3.9 Espaçamento mínimo entre furos

A distância entre centros de furos-padrão, alargados ou alongados, não pode ser inferior a $2{,}7\,d_b$, de preferência $3\,d_b$, sendo d_b o diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada. Além desse requisito, a distância livre entre as bordas de dois furos consecutivos não pode ser inferior a d_b.

6.3.10 Espaçamento máximo entre parafusos

O espaçamento máximo entre parafusos que ligam uma chapa a um perfil ou a outra chapa, em contato contínuo, deve ser determinado como a seguir:

a) em elementos pintados ou não sujeitos à corrosão, o espaçamento não pode exceder 24 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 300 mm;

b) em elementos sujeitos à corrosão atmosférica, executados com aços resistentes à corrosão, não pintados, o espaçamento não pode exceder 14 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 180 mm.

6.3.11 Distância mínima de um furo às bordas

6.3.11.1 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 14, na qual d_b é o diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada.

6.3.11.2 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 14, acrescido de βd_b, sendo d_b o diâmetro do parafuso e β definido como a seguir:

a) $\beta = 0$ para furos alongados na direção paralela à borda considerada;

b) $\beta = 0{,}12$ para furos alargados;

c) $\beta = 0{,}20$ para furos pouco alongados na direção perpendicular à borda considerada;

d) $\beta = 0{,}75$ para furos muito alongados na direção perpendicular à borda considerada (se o comprimento do furo muito alongado for inferior ao dado na Tabela 12, o produto βd_b pode ser reduzido de uma quantia igual à metade da diferença entre o comprimento dado na Tabela e o comprimento real).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela 14 — Distância mínima do centro de um furo-padrão à borda [a)]

Diâmetro d_b		Borda cortada com serra ou tesoura	Borda laminada ou cortada a maçarico [b]
pol	mm	mm	mm
1/2		22	19
5/8	16	29	22
3/4		32	26
	20	35	27
7/8	22	38 [c]	29
	24	42 [c]	31
1		44	32
1 1/8	27	50	38
	30	53	39
1 1/4		57	42
	36	64	46
> 1 1/4	> 36	$1{,}75\,d_b$	$1{,}25\,d_b$

[a] São permitidas distâncias inferiores às desta Tabela, desde que a equação aplicável de 6.3.3.3 seja satisfeita.

[b] Nesta coluna, as distâncias podem ser reduzidas de 3 mm, quando o furo está em um ponto onde a força solicitante de cálculo não exceda 25 % da força resistente de cálculo.

[c] Nas extremidades de cantoneiras de ligação de vigas e de chapas de extremidade para ligações flexíveis, esta distância pode ser igual a 32 mm.

6.3.12 Distância máxima de um parafuso ou barra rosqueada às bordas

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

6.4 Pinos

6.4.1 Generalidades

Os momentos fletores em um 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.

6.4.2 Esforços e tensão resistente de cálculo

6.4.2.1 Momento fletor resistente de cálculo

O momento fletor resistente de cálculo do pino é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{1{,}2W\,f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde W é o módulo de resistência elástico da seção do pino e f_y é a resistência ao escoamento do material do pino.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.4.2.2 Força cortante resistente de cálculo

A força cortante resistente de cálculo do pino é dada por:

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}60\, A_w\, f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde A_w é a área efetiva de cisalhamento da seção do pino, igual a $0{,}75\, A_g$, sendo A_g a área bruta do pino.

6.4.2.3 Tensão normal resistente de cálculo ao esmagamento

A tensão normal resistente de cálculo do pino ao esmagamento é dada por:

$$\sigma_{Rd} = \frac{1{,}5\, f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde f_y é a resistência ao escoamento do material do pino.

A tensão normal solicitante de cálculo a ser considerada é a máxima tensão de contato de cálculo, para distribuição uniforme ou não.

6.5 Elementos de ligação

6.5.1 Generalidades

Esta subseção é aplicável ao dimensionamento de elementos de ligação, tais como: enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras, consolos e todas as partes das peças ligadas, afetadas localmente pela ligação.

6.5.2 Ligações excêntricas

Os eixos que passam pelos centros geométricos das seções transversais de barras axialmente solicitadas que formam um nó devem, de preferência, se interceptar num ponto comum. Caso contrário, deve ser levada em conta a excentricidade na ligação.

6.5.3 Elementos tracionados

A força de tração resistente de cálculo de elementos de ligação tracionados deve ser o menor valor obtido, conforme segue:

a) para o estado-limite último de escoamento:

$$F_{Rd} = \frac{f_y\, A_g}{\gamma_{a1}}$$

b) para o estado-limite último de ruptura:

$$F_{Rd} = \frac{f_u\, A_e}{\gamma_{a2}}$$

onde A_e é a área líquida efetiva definida em 5.2.3, sendo que para chapas de emendas parafusadas:

$$A_e = A_n \leq 0{,}85\, A_g$$

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

6.5.4 Elementos comprimidos

A força de compressão resistente de cálculo de elementos de ligação comprimidos deve ser o menor valor obtido, conforme segue:

a) para o estado-limite último de escoamento, aplicável quando $KL/r \leq 25$

$$F_{Rd} = \frac{f_y \, A_g}{\gamma_{a1}}$$

b) para o estado-limite último de flambagem, aplicável quando $KL/r > 25$, devem ser usadas as prescrições de 5.3.

6.5.5 Elementos submetidos a cisalhamento

A força cortante resistente de cálculo de elementos de ligação submetidos a cisalhamento deve ser o menor valor obtido, conforme segue:

a) para o estado-limite último de escoamento

$$F_{Rd} = \frac{0{,}60 \, f_y \, A_g}{\gamma_{a1}}$$

b) para o estado-limite último de ruptura

$$F_{Rd} = \frac{0{,}60 \, f_u \, A_{nv}}{\gamma_{a2}}$$

onde A_{nv} é a área líquida sujeita a cisalhamento.

6.5.6 Colapso por rasgamento

Para o estado-limite de colapso por rasgamento, a força resistente é determinada pela soma das forças resistentes ao cisalhamento de uma ou mais linhas de falha e à tração em um segmento perpendicular. Esse estado-limite deve ser verificado junto a ligações em extremidades de vigas com a mesa recortada para encaixe e em situações similares, tais como em barras tracionadas e chapas de nó (algumas situações típicas são mostradas na Figura 18-a). A força resistente de cálculo ao colapso por rasgamento é dada por:

$$F_{r,Rd} = \frac{1}{\gamma_{a2}}\left(0{,}60 \, f_u \, A_{nv} + C_{ts} \, f_u \, A_{nt}\right) \leq \frac{1}{\gamma_{a2}}\left(0{,}60 \, f_y \, A_{gv} + C_{ts} \, f_u \, A_{nt}\right)$$

onde:

A_{gv} é a área bruta sujeita a cisalhamento;

A_{nv} é a área líquida sujeita a cisalhamento;

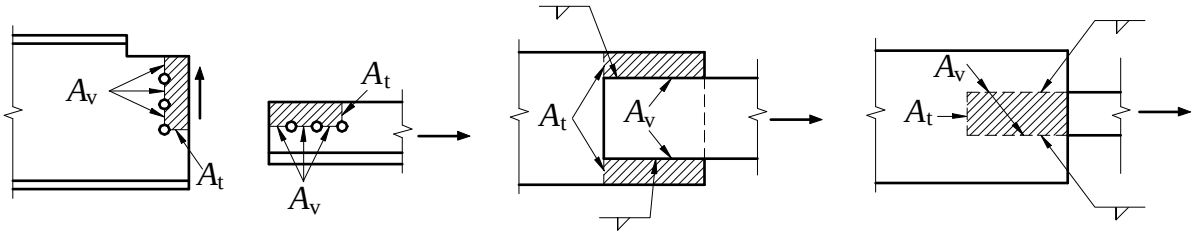
A_{nt} é a área líquida sujeita à tração;

C_{ts} é igual a 1,0 quando a tensão de tração na área líquida for uniforme, e igual a 0,5 quando for não-uniforme (as Figuras 18-b e 18-c ilustram situações típicas, respectivamente, para $C_{ts} = 1{,}0$ e $C_{ts} = 0{,}5$).

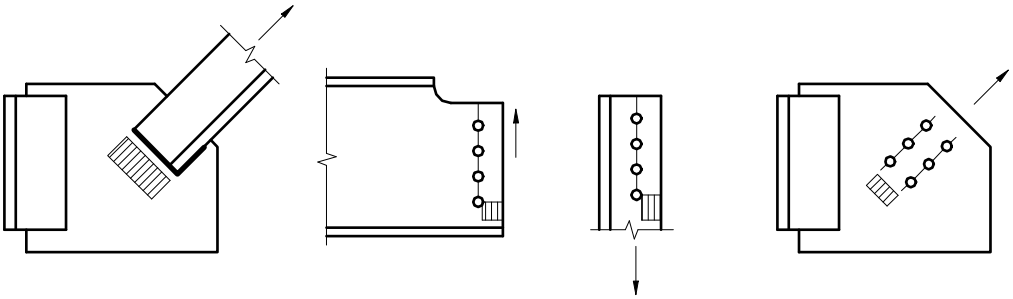
Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

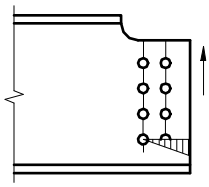
Impresso por: PETROBRAS



(a) Situações típicas nas quais deve ser verificado o estado-limite



(b) Situações típicas nas quais C_{ts} = 1,0



(c) Situação típica na qual C_{ts} = 0,5

Figura 18 — Colapso por rasgamento

6.5.7 Chapas de enchimento

6.5.7.1 Nas ligações soldadas, qualquer chapa de enchimento de espessura igual ou superior a 6 mm deve se estender além das bordas da chapa de ligação e ser soldada à parte onde deve ser fixada, com solda suficiente para transmitir a força solicitante de cálculo que age na chapa de ligação, aplicada como carga excêntrica na superfície da chapa de enchimento (Figura 19). As soldas que ligam a chapa de ligação à chapa de enchimento devem ser suficientes para transmitir a força solicitante de cálculo que age na chapa de ligação e ser de comprimento suficiente, de forma que não seja ultrapassada a força resistente 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 devem coincidir com as bordas da chapa de ligação e o tamanho da perna do filete de solda deve ser igual à soma do tamanho da perna necessário para transmitir a força solicitante de cálculo que age na chapa de ligação com a espessura da chapa de enchimento (Figura 20).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

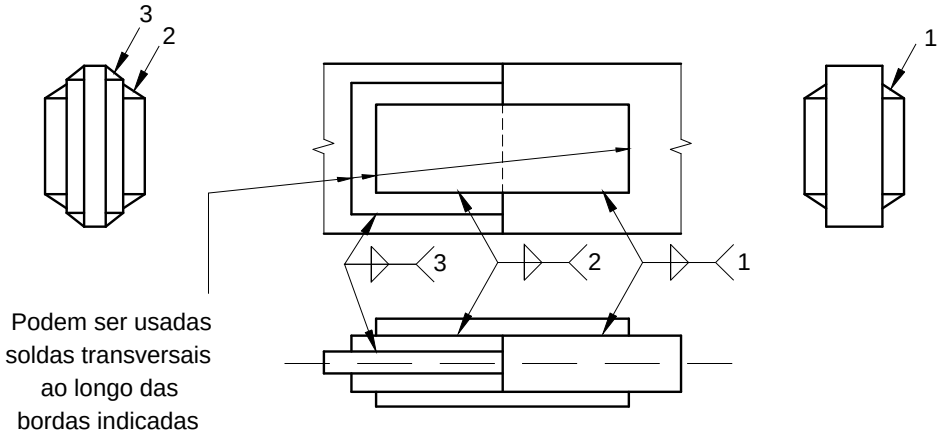


Figura 19 — Chapa de enchimento com espessura igual ou superior a 6 mm

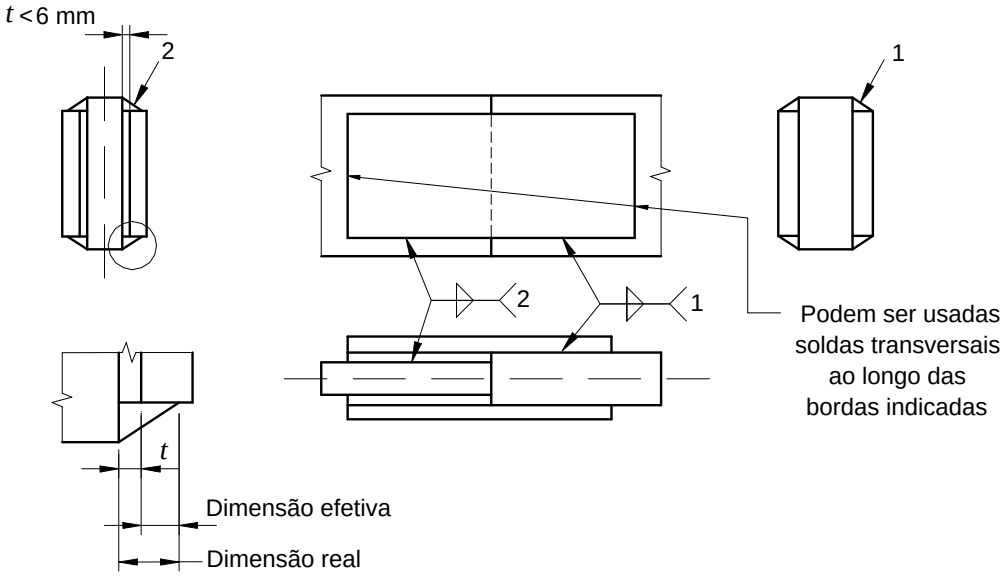


Figura 20 — Chapa de enchimento com espessura inferior a 6 mm

6.5.7.2 Quando forem usadas chapas de enchimento com furos-padrão em ligações parafusadas, e essas chapas tiverem uma soma t_s de espessuras igual ou inferior a 6 mm, a força resistente de cálculo dos parafusos ao cisalhamento pode ser usada sem redução. Caso t_s ultrapasse 6 mm, deve-se atender a uma das exigências a seguir:

a) quando t_s for igual ou inferior a 19 mm, a força resistente de cálculo dos parafusos ao cisalhamento (e ao esmagamento) em ligações por contato deve ser multiplicada pelo fator $[1-0{,}0154(t_s-6)]$, sendo t_s tomada em milímetros;

b) as chapas de enchimento devem se estender além do material de ligação e essa extensão deve possuir parafusos em número suficiente para distribuir a força total que atua no elemento suporte, de maneira uniforme, sobre a seção combinada desse elemento-suporte e do enchimento (ver Figura 21);

c) ao invés da extensão, pode ser acrescentado, na ligação, um número de parafusos equivalente ao previsto na alínea anterior (ver Figura 21, na qual as forças indicadas nos grupos de parafusos correspondem às resultantes das forças de contato que os parafusos aplicam nas chapas).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

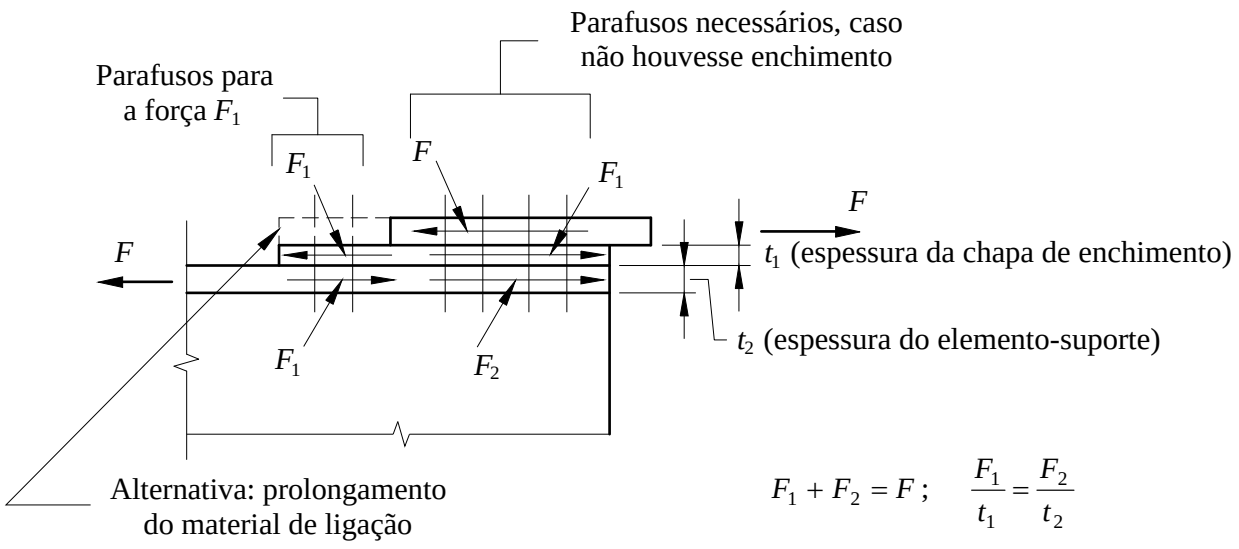


Figura 21 — Chapa de enchimento em ligações parafusadas

6.6 Pressão de contato

6.6.1 Força resistente de cálculo à pressão de contato

A força resistente de cálculo nas superfícies em contato depende das várias formas e condições dessas superfícies, como indicado em 6.6.2 a 6.6.5.

6.6.2 Superfícies usinadas

Em superfícies usinadas, incluindo-se o caso de enrijecedores com extremidades ajustadas para contato com a mesa e o caso de pinos através de furos mandrilados ou broqueados, a força resistente de cálculo ao esmagamento é igual a:

$$F_{c,Rd} = \frac{1{,}8\, A\, f_y}{\gamma_{a2}}$$

onde:

A é a área de contato (área projetada no caso dos pinos);

f_y é a menor resistência ao escoamento das partes em contato.

6.6.3 Superfícies não usinadas

Em superfícies não usinadas, a transmissão da pressão deve ser feita por meio de ligação soldada. Para determinação das forças resistentes de cálculo, ver 6.2 e 6.5.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.6.4 Aparelhos de apoio cilíndricos maciços sobre superfícies planas usinadas

A força resistente de cálculo à pressão de contato de aparelhos de apoio cilíndricos maciços sobre superfícies planas usinadas é dada por:

a) se $d \leq 635\,\text{mm}$: $F_{c,Rd} = \dfrac{1}{\gamma_{a2}} \dfrac{1{,}2(f_y - \sigma)\ell d}{20}$

b) se $d > 635\,\text{mm}$: $F_{c,Rd} = \dfrac{1}{\gamma_{a2}} \dfrac{6{,}0(f_y - \sigma)\ell \sqrt{d\, d_{aux}}}{20}$

onde:

d é o diâmetro do cilindro;

f_y é a menor resistência ao escoamento das partes em contato;

$\sigma = 90\ \text{MPa}$ (com a devida conversão no caso de outra unidade);

ℓ é o comprimento do cilindro;

$d_{aux} = 25{,}4\ \text{mm}$ (com a devida conversão no caso de outra unidade).

6.6.5 Apoios de concreto

A tensão resistente de cálculo à pressão de contato, na área A_1 da região carregada sob placas de apoio, é dada por (Figura 22):

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

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c\ \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck}$$

onde:

A_1 é a área carregada sob a placa de apoio;

A_2 é a área da superfície de concreto.

γ_n é um coeficiente de comportamento, igual a $1{,}40$.

b) quando os contornos não forem homotéticos, o valor $\sigma_{c,Rd}$ pode ser determinado pela expressão anterior, porém a área A_2 deve ser calculada conforme indicado na Figura 22.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

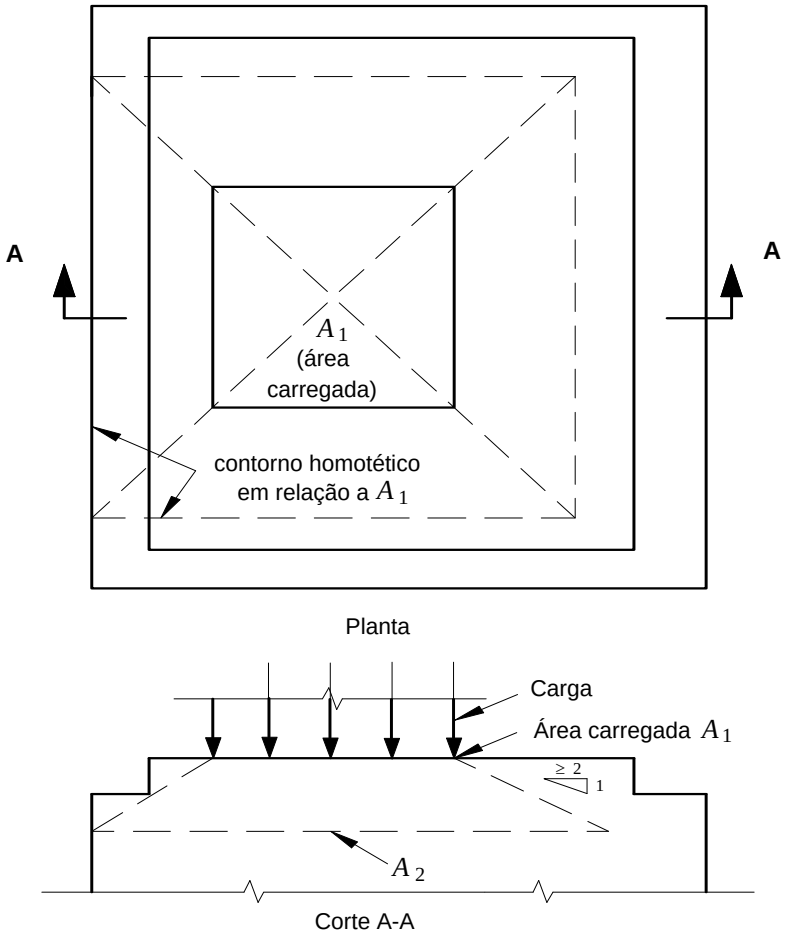


Figura 22 — Pressão de contato sobre apoios de concreto

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

6.7.1 Generalidades

6.7.1.1 Esta subseção refere-se ao projeto, à montagem e à inspeção de ligações feitas com parafusos de alta resistência ASTM A325 e ASTM A490.

6.7.1.2 As ligações destinadas a transferir forças paralelas à superfície de contato das partes ligadas podem ser por atrito ou por contato. As ligações nas quais o deslizamento seja altamente prejudicial e aquelas que estiverem sujeitas a forças repetitivas, com reversão de sinal, devem ser por atrito.

6.7.2 Parafusos, porcas e arruelas

6.7.2.1 Os parafusos devem estar em conformidade com as atuais especificações ASTM A325 ou ASTM A490. A especificação ASTM A325 prevê três tipos de parafusos de alta resistência, um dos quais com resistência à corrosão atmosférica comparável à do aço ASTM A588. O responsável pelo projeto deve especificar o tipo dos parafusos a serem utilizados. Para exigências relativas ao uso de parafusos ASTM A325 galvanizados, ver a ASTM A325; parafusos ASTM A490 não podem ser galvanizados.

6.7.2.2 As dimensões dos parafusos devem estar em conformidade com as atuais especificações da ASME B18.2.6 para parafusos estruturais pesados, de cabeça hexagonal. O comprimento do parafuso deve ser tal que, após a instalação, sua extremidade coincida com ou ultrapasse a face externa da porca; para isto é necessário dar uma folga no cálculo do comprimento, de modo a compensar as tolerâncias de execução do parafuso e da estrutura.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

6.7.2.3 As dimensões das porcas devem estar em conformidade com as especificações da ASME B18.2.6 para porcas hexagonais pesadas.

6.7.2.4 Podem ser usados outros tipos de parafusos, desde que satisfaçam as prescrições relativas a material, processo de fabricação e composição química constantes na ASTM A325 ou ASTM A490, que atendam aos requisitos de propriedades mecânicas dessas mesmas especificações, com comprovações por ensaios em escala natural, e também que tenham diâmetro do fuste e áreas de contato sob a cabeça e porca, ou suas equivalentes, não inferiores aos valores correspondentes às exigências de 6.7.2.2 e 6.7.2.3 para um parafuso e porca de mesmas dimensões nominais. Os métodos de instalação e inspeção podem diferir dos indicados respectivamente em 6.7.4.3, 6.7.4.4, 6.7.4.5 e 6.7.5; nesse caso, tais métodos devem ser documentados por especificação detalhada, sujeita à aprovação do engenheiro responsável pelo projeto.

6.7.2.5 As arruelas planas circulares e arruelas biseladas quadradas devem estar em conformidade com as últimas especificações ASTM F436. As dimensões das arruelas são especificadas na ASME B18.2.6.

6.7.3 Partes parafusadas

6.7.3.1 Devem ser usadas arruelas biseladas endurecidas para compensar a falta de paralelismo, quando uma das faces externas das partes parafusadas tiver mais de 1:20 de inclinação em relação ao plano normal ao eixo do parafuso. As partes parafusadas da estrutura não podem ser separadas por quaisquer materiais que não sejam aços estruturais, devendo ficar totalmente em contato quando montadas. Os furos podem ser puncionados, subpuncionados e alargados, ou broqueados.

6.7.3.2 Quando montadas, todas as superfícies da ligação, incluindo as adjacentes às cabeças dos parafusos, porcas e arruelas, devem estar isentas de escamas de laminação (exceto aquelas firmemente aderidas ao material), rebarbas, sujeiras ou qualquer outra matéria estranha que impeça o perfeito contato entre as partes.

6.7.3.3 As superfícies de contato em ligações por atrito devem atender ao exposto em 6.3.4.1.

6.7.4 Instalação dos parafusos com protensão inicial

6.7.4.1 Força de protensão mínima de aperto

Os parafusos de alta resistência com protensão inicial devem ser apertados de forma a se obter uma força mínima de protensão (F_{Tb}) adequada a cada diâmetro e tipo de parafuso usado. Essa força de protensão é fornecida na Tabela 15 para os parafusos ASTM e equivale a aproximadamente 70 % da força de tração resistente nominal do parafuso, dada em 6.3.3.2. O aperto deve ser aplicado pelo método da rotação da porca, da chave calibrada, ou do indicador direto de tração (ver 6.7.4.3, 6.7.4.4 e 6.7.4.5).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela 15 — Força de protensão mínima em parafusos ASTM

Diâmetro d_b		F_{Tb} kN	
pol	mm	ASTM A325	ASTM A490
1/2		53	66
5/8		85	106
	16	91	114
3/4		125	156
	20	142	179
	22	176	221
7/8		173	216
	24	205	257
1		227	283
	27	267	334
1 1/8		250	357
	30	326	408
1 1/4		317	453
	36	475	595
1 1/2		460	659

Se necessário, em função das condições de acesso ao parafuso e das folgas para manuseio da ferramenta, o aperto pode ser dado girando-se a cabeça do parafuso e impedindo a porca de girar. Quando forem usadas chaves de impacto, sua capacidade deve ser adequada e seu suprimento de ar deve ser suficiente para obter-se o aperto desejado de cada parafuso em aproximadamente 10 s.

6.7.4.2 Arruelas

Adicionalmente às exigências de 6.7.3.1 e da Tabela 13, devem ser usadas arruelas endurecidas nas seguintes situações:

c) sob o elemento que gira (porca ou cabeça do parafuso) durante o aperto;

d) sob o elemento que não gira durante o aperto, no caso de parafusos A490, quando esse elemento assenta sobre um aço estrutural com resistência ao escoamento inferior a 280 MPa .

6.7.4.3 Aperto pelo método da rotação da porca

Quando for usado o método de aperto pela rotação da porca para aplicar a força de protensão mínima especificada na Tabela 15, deve haver número suficiente de parafusos na condição de pré-torque, de forma a garantir que as partes estejam em pleno contato. A condição de pré-torque é definida como o aperto obtido após poucos impactos aplicados por uma chave de impacto, ou pelo esforço máximo aplicado por um operário usando uma chave normal. Após essa operação inicial, devem ser colocados parafusos nos furos restantes e tais parafusos também levados à condição de pré-torque. Todos os parafusos da ligação devem então receber um aperto adicional, através da rotação aplicável da porca, como indicado na Tabela 16, devendo essa 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.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.7.4.4 Aperto com chave calibrada ou chave manual com torquímetro

6.7.4.4.1 Não existe uma relação geral entre força de protensão em parafusos e torque aplicado durante o aperto da porca, devido a vários fatores, incluindo as condições de atrito nas superfícies com movimento relativo. Não podem ser usadas tabelas de torque baseadas em experiências passadas ou fornecidas em literatura técnica. Assim, as prescrições dadas em 6.7.4.4.2 devem ser obedecidas quando forem usados métodos de aperto baseados no torque.

6.7.4.4.2 As chaves calibradas, quando usadas, devem ser reguladas para fornecer uma protensão pelo menos 5 % superior à protensão mínima dada na Tabela 15. As chaves devem ser calibradas pelo menos uma vez por dia de trabalho, para cada diâmetro de parafuso a instalar. Elas devem ser recalibradas quando forem feitas mudanças significativas no equipamento ou quando for notada uma diferença significativa nas condições de superfície dos parafusos, porcas e arruelas. A calibração deve ser feita através do aperto de três parafusos típicos de cada diâmetro, retirados do lote de parafusos a serem instalados, em um dispositivo capaz de indicar a tração real no parafuso. Na calibração deve ser certificado que, durante a instalação dos parafusos na estrutura, a calibragem escolhida não produza uma rotação da porca ou da cabeça do parafuso, a partir da posição de pré-torque, superior à indicada na Tabela 16. Caso sejam usadas chaves manuais com torquímetro, quando o torque for atingido as porcas devem estar em movimento de aperto. Durante a instalação de vários parafusos na mesma ligação, aqueles já apertados previamente devem ser conferidos com a chave e reapertados caso tenham “folgado” durante o aperto de parafusos subseqüentes, até que todos os parafusos atinjam o aperto desejado.

Tabela 16 — Rotação da porca a partir da posição de pré-torque [a]

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 deve ser determinada por ensaios em um dispositivo adequado que meça a tração, simulando as condições reais.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

6.7.4.5 Aperto pelo uso de um indicador direto de tração

É permitido apertar parafusos pelo uso de um indicador direto de tração, desde que possa ficar demonstrado, por um método preciso de medida direta, que o parafuso ficou sujeito à força mínima de protensão dada na Tabela 15, após o aperto.

6.7.4.6 Parafusos com controle de tração

Podem ser usados parafusos com controle de tração, obedecendo aos requisitos da “Specification for structural joints using ASTM A325 or A490 bolts”, do AISC (American Institute of Steel Construction).

6.7.4.7 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 que se afrouxarem durante o aperto de parafusos vizinhos não é considerado reutilização.

6.7.5 Inspeção

6.7.5.1 O inspetor deve assegurar que, para toda a obra, sejam atendidos os requisitos de 6.7.2, 6.7.3 e 6.7.4. O inspetor deve ter livre acesso para acompanhar a calibração de chaves, conforme prescrito em 6.7.4.4.

6.7.5.2 O inspetor deve 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 15, sem que isso constitua motivo para rejeição.

6.7.5.3 Quando for usado o método do indicador direto de tração, o inspetor deve observar a instalação dos parafusos para determinar se o procedimento de aperto que foi aprovado está sendo usado devidamente e deve verificar se foi atingida a protensão correta conforme Tabela 15.

6.7.5.4 Quando houver diferenças de opinião quanto aos resultados de inspeção da força de protensão obtida pelo método de rotação da porca ou da chave calibrada, a seguinte inspeção de arbitragem deve ser usada, a menos que outro procedimento tenha sido especificado:

a) o inspetor deve usar uma chave de inspeção com torquímetro;

b) três parafusos do mesmo tipo, diâmetro (com um comprimento que seja representativo dos parafusos usados na estrutura) e condições daqueles sob inspeção devem ser colocados individualmente em um dispositivo de calibração capaz de indicar a tração no parafuso. A superfície sob a parte a ser girada durante o aperto de cada parafuso deve ser igual à superfície correspondente da estrutura, isto é, deve existir uma arruela sob a parte que gira, caso sejam usadas arruelas na estrutura, ou, se estas não forem usadas, o material adjacente à parte que gira deve ser da mesma especificação do material correspondente na estrutura;

c) cada parafuso, especificado na alínea b), deve ser apertado no dispositivo de calibração por qualquer método conveniente, até atingir uma condição inicial com aproximadamente 15 % do valor da protensão exigida para o parafuso na Tabela 15, 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 16. 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 em 5 °, 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;

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

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, pode reapertar todos os parafusos na ligação, resubmetendo-a à inspeção especificada.

6.8 Bases de pilares

Informações para o projeto e o cálculo de bases de pilares podem ser obtidas em S.2. Quando aplicável, a ancoragem dos chumbadores no bloco de concreto deve obedecer às prescrições da ABNT NBR 6118.

7 Condições específicas para o dimensionamento de elementos mistos de aço e concreto

7.1 Os elementos estruturais mistos de aço e concreto previstos por esta Norma são vigas, pilares e lajes.

7.2 O dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto deve ser feito de acordo com as prescrições do Anexo O.

7.3 O dimensionamento dos pilares mistos de aço e concreto deve ser feito de acordo com as prescrições do Anexo P.

7.4 O dimensionamento das lajes mistas de aço e concreto deve ser feito de acordo com as prescrições do Anexo Q.

8 Condições específicas para o dimensionamento de ligações mistas

O dimensionamento das ligações mistas deve ser feito de acordo com as prescrições do Anexo R.

9 Considerações adicionais de dimensionamento

9.1 Generalidades

Além dos requisitos das Seções 5, 6, 7 e 8, outros aspectos de resistência devem ser considerados sob certas condições, entre os quais destacam-se fadiga, empoçamento, fratura frágil e temperaturas elevadas.

9.2 Fadiga

9.2.1 Barras e ligações sujeitas aos efeitos de fadiga devem ser dimensionadas para as ações estáticas, de acordo com a seção aplicável e, adicionalmente, devem atender aos requisitos do Anexo K.

9.2.2 Raramente barras ou ligações em edifícios não industriais necessitam ser dimensionadas para fadiga, pois as variações de ação nas estruturas desses edifícios ocorrem somente um pequeno número de vezes durante o período de vida útil ou produzem apenas pequenas flutuações de tensões.

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

9.2.4 Complementarmente, no caso de lajes de concreto, devem ser cumpridos os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 6118.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

9.3 Empoçamento progressivo

Recomenda-se que a inclinação de uma cobertura não seja inferior a 3 %. Quando a inclinação for inferior a 3 %, verificações adicionais devem ser feitas para assegurar que não ocorrerá colapso estrutural causado pelo peso próprio da água acumulada em virtude das flechas dos materiais de cobertura e dos componentes estruturais, usando combinações últimas de ações.

9.4 Fratura frágil

Em algumas situações de ligações e detalhes sujeitos a estados triplos de tração, causados, por exemplo, por entalhes e tensões residuais, principalmente a baixas temperaturas, pode ocorrer fratura frágil. Para evitar esse tipo de estado-limite, é necessário que sejam evitadas transições bruscas, tensões residuais excessivas e partes soldadas excessivamente espessas.

9.5 Temperaturas elevadas

As estruturas de aço e mistas devem ser, sempre que necessário, dimensionadas para os efeitos de temperaturas elevadas de origem operacional ou acidental (como no caso de incêndios). Neste último caso, deve ser feito o dimensionamento em situação de incêndio de acordo com a ABNT NBR 14323.

10 Condições adicionais de projeto

10.1 Generalidades

Devem ser incluídas no projeto considerações a respeito de contraflechas, de proteção contra corrosão nos componentes de aço e de durabilidade.

10.2 Contraflechas

10.2.1 As contraflechas que forem necessárias devem ser indicadas nos desenhos de projeto. Em princípio, para treliças de vão igual ou superior a 24 m, devem ser aplicadas contraflechas aproximadamente iguais à flecha resultante das ações permanentes diretas características. Para vigas de rolamento de vão igual ou superior a 20 m, em princípio deve ser dada contraflecha igual à flecha resultante das ações permanentes diretas características mais 50 % das ações variáveis características. Quaisquer outras contraflechas, por exemplo, as necessárias para compatibilizar deformações da estrutura com os elementos de acabamento da obra, devem ser determinadas para os casos específicos tratados.

10.2.2 As vigas e treliças que forem detalhadas sem indicação de contraflecha devem ser fabricadas de modo que as pequenas deformações, resultantes da laminação ou da fabricação, fiquem voltadas para cima após a montagem. Se a aplicação da contraflecha exigir que o elemento da estrutura seja montado sob deformação imposta por meios externos, isso deve ser indicado nos desenhos de montagem.

10.3 Corrosão nos componentes de aço

10.3.1 Os componentes de aço da estrutura devem ser dimensionados com sobrespessura para tolerar corrosão ou devem ser protegidos contra a corrosão que possa influir na sua resistência ou no seu desempenho na estrutura.

10.3.2 A proteção contra corrosão nos aços não resistentes à corrosão atmosférica pode ser obtida por camadas de proteção ou outros meios eficazes, seja isoladamente ou em combinação. Aços resistentes à corrosão também devem ser protegidos, quando não for garantida a formação da película protetora ou quando a perda de espessura prevista durante a vida útil não for tolerável. Alternativamente, pode ser usada uma sobrespessura de corrosão adequada para a vida útil prevista para a edificação e a agressividade do ambiente.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

10.3.3 A corrosão localizada, passível de ocorrer quando existir, por exemplo, retenção de água ou condensação excessiva, deve ser minimizada por projeto e detalhamento adequados. Onde necessário, deve ser prevista drenagem eficiente da água.

10.3.4 Os ambientes internos de edifícios, fora da zona costeira, isentos de agentes agressivos e condicionados para o conforto humano, podem, em geral, ser considerados não corrosivos. Todavia, a necessidade de proteção contra a corrosão deve ser avaliada em cada caso e, se necessário, essa proteção deve ser dada.

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

10.3.6 Outras informações relacionadas às questões da corrosão em estruturas encontram-se no Anexo N.

10.4 Diretrizes para durabilidade

10.4.1 As estruturas de aço e mistas devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto, e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem a segurança, a estabilidade e a aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

10.4.2 Por vida útil de projeto entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos ambientais.

10.4.3 O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes da estrutura podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.

10.4.4 Para assegurar que a estrutura mantenha suas características durante o período de vida útil de projeto, os elementos de aço, inclusive os integrantes das estruturas mistas, devem ser devidamente protegidos contra corrosão (ver 10.3), e quaisquer outros fatores de agressividade, quando isto for necessário, sendo que tal proteção deve sofrer um processo de inspeção periódica. As partes de concreto e sua armadura, integrantes das estruturas mistas, devem obedecer aos requisitos relacionados à durabilidade da ABNT NBR 6118, no caso de concreto de densidade normal e, na ausência de Norma Brasileira aplicável, do Eurocode 2 Part 1-1, no caso de concreto de baixa densidade.

10.4.5 Dependendo do porte da construção e da agressividade do ambiente e de posse das informações dos projetos, dos materiais e produtos utilizados e da execução da obra, deve ser produzido por profissional habilitado um manual de utilização, inspeção e manutenção. Esse manual deve especificar de forma clara e objetiva os requisitos básicos para a utilização e a manutenção preventiva necessária para garantir a vida útil prevista para a estrutura.

11 Estados-limites de serviço

11.1 Generalidades

A ocorrência de um estado-limite de serviço 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.

11.2 Bases para projeto

11.2.1 Os valores-limites a serem impostos às respostas da estrutura e que garantem sua plena utilização devem ser escolhidos levando-se em conta as funções previstas para a estrutura e para os materiais a ela vinculados.

11.2.2 Cada estado-limite de serviço deve ser verificado utilizando-se combinações de ações de serviço (ver 4.7.3) associadas ao tipo de resposta pesquisada.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

11.3 Deslocamentos

11.3.1 Para os deslocamentos de barras da estrutura e de conjuntos de elementos estruturais, incluindo, por exemplo, pisos, coberturas, divisórias e paredes externas, devem ser seguidas as prescrições do Anexo C.

11.3.2 Os deslocamentos laterais da estrutura e os movimentos horizontais relativos entre pisos, devidos à combinações de ações de serviço (ver 4.7.7.3), não podem provocar colisão com edificações adjacentes, devendo também ser seguidas as prescrições do Anexo C.

11.4 Vibrações

11.4.1 Sistemas de pisos suscetíveis a vibrações, tais como os de grandes áreas que não possuem divisórias ou outros elementos de amortecimento, devem ser dimensionados de forma a se evitar o aparecimento de vibrações transientes inaceitáveis, devidas ao caminhar de pessoas ou a outras fontes, conforme o Anexo L.

11.4.2 Equipamentos mecânicos que possam produzir vibrações contínuas indesejáveis devem ser isolados de forma a reduzir ou eliminar a transmissão de tais vibrações para a estrutura. Vibrações desse tipo devem ser levadas em conta também na verificação de estados-limites últimos, incluindo fadiga. Outras fontes de vibrações contínuas são veículos e atividades humanas rítmicas como a dança. Ver o Anexo L para estados-limites de serviço e o Anexo K para fadiga.

11.4.3 Para vibrações devidas ao vento, ver o Anexo M. Vibrações desse tipo devem ser levadas em conta também na verificação dos estados-limites últimos, incluindo fadiga (ver Anexo K).

11.5 Variações dimensionais

Devem ser tomadas medidas para que as variações dimensionais de uma estrutura e de seus elementos, devidas à variação de temperatura e a outros efeitos, como retração e fluência do concreto, não prejudiquem a utilização da estrutura.

11.6 Empoçamento de água em coberturas e pisos

11.6.1 Todas as coberturas e pisos de edifícios sujeitos ao recebimento de água de chuva, com inclinação inferior a 5 % (ver Anexo C), devem ser verificados para assegurar que a água não venha a se acumular em poças em decorrência dos deslocamentos da estrutura. Nessa verificação, devem ser levados em conta possíveis imprecisões construtivas e recalques de fundação, flechas dos materiais de fechamento e dos componentes estruturais, incluindo os efeitos de contraflecha.

11.6.2 Contraflechas em vigas podem contribuir significativamente para evitar empoçamento, assim como a colocação de pontos de saída de água em número e posições adequados.

11.7 Fissuração do concreto

11.7.1 Nos apoios das vigas, principalmente nas vigas biapoiadas, devido à tendência de continuidade, tensões de tração na laje de concreto podem provocar fissuras que prejudiquem a proteção da armadura quanto à corrosão ou afetem negativamente a aparência ou o uso da edificação.

11.7.2 As prescrições relacionadas ao controle das fissuras em vigas mistas que podem ocorrer nas condições citadas em 11.7.1 encontram-se no Anexo O e, em lajes mistas, no Anexo Q. Para outros casos, tais como regiões em que há restrições a deformações do concreto ou no funcionamento como laje, deve ser consultada a ABNT NBR 6118, para concreto de densidade normal e, na ausência de Norma Brasileira aplicável, o Eurocode 2 Part 1-1, para concreto de baixa densidade.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

12 Requisitos básicos de fabricação, montagem e controle de qualidade

12.1 Generalidades

Esta subseção trata de requisitos aplicáveis a estruturas de aço e mistas de aço e concreto. Requisitos específicos para o concreto armado devem atender às prescrições da ABNT NBR 6118, no caso de concreto de densidade normal. No caso de concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, devem ser atendidas as prescrições do Eurocode 2 Part 1-1.

12.1.1 Documentos de projeto

Todos os documentos de projeto devem atender às exigências mínimas da Seção 4.

12.1.2 Símbolos padronizados e nomenclatura

Os símbolos indicativos de soldas usados nos desenhos devem obedecer à AWS A2.4 e as exigências de inspeção da estrutura devem obedecer à AWS WI.

12.1.3 Alterações de projeto

As modificações que se fizerem necessárias no projeto, durante os estágios de fabricação ou montagem da estrutura, devem ser feitas somente com a permissão do responsável pelo projeto, devendo ficar registradas as modificações.

12.2 Fabricação da estrutura e pintura de fábrica

12.2.1 Fabricação

12.2.1.1 Desempeno do material

12.2.1.1.1 Antes do seu uso na fabricação, os materiais laminados devem estar desempenados dentro das tolerâncias de fornecimento. Caso essas tolerâncias não estejam sendo atendidas, é permitido executar trabalho corretivo pelo uso de aquecimento controlado e/ou desempeno mecânico, sujeito à limitação de 12.2.1.1.2. Aquecimento e meios mecânicos são também permitidos para se obter as pré-deformações desejadas.

12.2.1.1.2 A temperatura das áreas aquecidas, medida por métodos aprovados, não deve ser superior a 650 °C para os aços de uso permitido por esta Norma.

12.2.1.2 Corte por meios térmicos

As bordas cortadas por meios térmicos devem obedecer às exigências da AWS D1.1, com exceção das bordas livres que estarão sujeitas à tensão estática de tração, que devem estar isentas de depressões com profundidade superior a 5 mm e de entalhes. Depressões maiores que 5 mm e entalhes devem ser removidos por esmerilhamento ou reparados por solda, para evitar o aparecimento e a propagação de fissuras.

Os cantos reentrantes, exceto os de recortes de mesa de vigas para ligações e os de aberturas de acesso para soldagem, devem obedecer às exigências da AWS D1.1. Se outra exigência for especificada, deve estar contida nos documentos contratuais.

Os recortes de mesa de vigas para ligações e as aberturas de acesso para soldagem devem obedecer aos requisitos geométricos dados em 6.1.13. Além disso, quando tais recortes ou aberturas forem executados em perfis dos Grupos 4 e 5 da ASTM A6 ou em perfis soldados com materiais de espessura superior a 50 mm, deve ser dado um preaquecimento com temperatura de pelo menos 66 °C antes do corte.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

12.2.1.3 Aplainamento de bordas

Não é necessário aplainar ou dar acabamento às bordas de chapas ou perfis cortados com serra, tesoura ou maçarico, a menos que haja indicação em contrário em desenhos ou em especificações de preparação de bordas. O uso de bordas cortadas com tesoura deve ser evitado em locais sujeitos à formação de rótulas plásticas; se forem usadas, essas bordas devem ter acabamento liso, obtido por esmeril, goiva ou plaina. As rebarbas devem ser removidas para permitir o ajustamento das partes que serão parafusadas ou soldadas ou quando representarem risco durante a construção ou após seu término.

12.2.1.4 Construção parafusada

12.2.1.4.1 Quando a espessura do material for inferior ou no máximo igual ao diâmetro do parafuso acrescido de 3 mm, os furos podem ser puncionados. Para maiores espessuras, os furos devem ser broqueados com seu diâmetro final, podendo também ser subpuncionados ou sub-broqueados com diâmetro menor e posteriormente usinados até o diâmetro final. A matriz para todos os furos subpuncionados ou a broca para todos os furos sub-broqueados deve ter no mínimo 3,5 mm a menos que o diâmetro final do furo. Nos locais sujeitos à formação de rótulas plásticas, os furos nas áreas tracionadas devem ser subpuncionados e usinados até o diâmetro final, ou broqueados com o diâmetro final. Quando aplicável, esse requisito deve constar nos desenhos da estrutura. O uso de maçarico para a abertura de furos somente pode ser aceito mediante autorização do responsável técnico pelo projeto estrutural.

12.2.1.4.2 Durante a parafusagem, devem ser colocados pinos ou parafusos provisórios para manter a posição relativa das peças estruturais antes de sua fixação definitiva. Espinas só podem ser utilizadas para assegurar o posicionamento das peças componentes dos conjuntos durante a montagem, não sendo permitido seu uso para, por meio de deformação, forçar a coincidência de furos, alargá-los ou distorcer o material. Coincidência insuficiente de furos deve ser motivo de rejeição de peças. A montagem e a inspeção de ligações com parafusos de alta resistência devem ser feitas de acordo com 6.7.

12.2.1.5 Construção soldada

A técnica a ser empregada na soldagem, a execução, a aparência e a qualidade das soldas, bem como os métodos usados na correção de defeitos, devem estar de acordo com a AWS D1.1.

12.2.1.6 Acabamento de superfícies que transmitem esforços de compressão por contato

As ligações que transmitem esforços de compressão por contato devem ter suas superfícies de contato preparadas para se obter perfeito assentamento, usando-se usinagem, corte com serra ou outros meios adequados.

12.2.1.7 Tolerâncias dimensionais

12.2.1.7.1 É permitida uma variação de 1 mm no comprimento total de barras com ambas as extremidades usinadas, com rugosidade média igual ou inferior a 12,5 μm, para ligação por contato.

12.2.1.7.2 Barras sem extremidades usinadas para contato, e que devem ser ligadas a outras partes de aço da estrutura, podem ter uma variação em relação ao comprimento detalhado não superior a 2 mm, para barras de até 9 000 mm, e não superior a 3 mm, para barras com comprimentos acima de 9 000 mm.

12.2.1.7.3 A não ser que seja especificado em contrário, uma barra de perfil laminado pode ter as mesmas tolerâncias permitidas pela ASTM A6 para os perfis W. Para os perfis soldados deve ser obedecida a ABNT NBR 5884. A tolerância de falta de linearidade de barras comprimidas não pode ultrapassar 1/1 000 do comprimento do eixo longitudinal entre pontos que serão lateralmente contraventados.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

12.2.1.7.4 Vigas e treliças detalhadas sem especificação de contraflecha devem ser fabricadas de tal forma que, após a montagem, qualquer flecha devida à laminação ou à fabricação fique voltada para cima. Caso seja especificada contraflecha e a flecha decorrente da laminação ou da fabricação seja igual ou superior a 75 % desse valor, a contraflecha pode ser dispensada. A contraflecha pode ter:

a) 13 mm acima do valor estipulado nas vigas de alma cheia com até 15 m de comprimento, mais 3 mm para cada 3 m ou fração que ultrapassar os 15 m;

b) 1/800 da distância entre apoios acima do valor estipulado nas treliças.

12.2.1.7.5 Qualquer desvio permissível em alturas de seções de vigas pode resultar em mudanças bruscas de altura nos locais de emendas. Qualquer uma dessas diferenças de altura em emendas com talas, dentro das tolerâncias prescritas, deve ser compensada por chapas de enchimento, com o conhecimento do responsável pelo projeto. Nas emendas soldadas de topo, o perfil da solda pode ser adaptado para se ajustar às variações permissíveis de altura, desde que a solda tenha a seção transversal mínima necessária e que a declividade da sua superfície satisfaça os requisitos da AWS D1.1.

12.2.1.8 Acabamento de bases de pilares e placas de base

As bases dos pilares e as placas de base devem ser acabadas de acordo com os seguintes requisitos:

a) placas de base laminadas, de espessura igual ou inferior a 50 mm, podem ser usadas sem usinagem, desde que seja obtido apoio satisfatório por contato; placas de base laminadas com espessura superior a 50 mm, porém inferior a 100 mm, podem ser desempenadas por pressão, ou aplainadas em todas as superfícies de contato, a fim de se obter apoio satisfatório por contato, exceto nos casos indicados nas alíneas b) e c) a seguir; placas de base laminadas com espessura superior a 100 mm, assim como base de pilares e outros tipos de placas de base, devem ser aplainados em todas as superfícies de contato, exceto nos casos indicados nas alíneas b) e c) a seguir;

b) a face inferior de placas de base que forem grauteadas para garantir pleno contato com o concreto da fundação não necessita de aplainamento;

c) a face superior de placas de base não necessita de aplainamento se forem usadas soldas de penetração total entre tais placas e o pilar.

12.2.2 Pintura de fábrica

12.2.2.1 Requisitos gerais

A pintura de fábrica e a preparação das superfícies devem estar de acordo com os requisitos de Norma Brasileira ou estrangeira aplicável.

As partes das peças de aço que transmitem esforços ao concreto por aderência não podem ser pintadas.

12.2.2.2 Superfícies inacessíveis

As superfícies que se tornarão inacessíveis após a fabricação, com exceção das superfícies de contato, devem ser limpas e pintadas, de acordo com as especificações de pintura do projeto, antes de tal fato ocorrer.

12.2.2.3 Superfícies de contato

Não há limitações quanto à pintura de superfícies no caso de ligações com parafusos trabalhando por contato. Outras superfícies de contato, incluindo os casos de ligações parafusadas por atrito e as superfícies que transmitem esforços de compressão por contato, devem ser limpas para retirada de ferrugem, carepa de laminação, sujeira e outros materiais estranhos, sem serem pintadas, se o contato for ocorrer durante a fabricação; se o contato for ocorrer só na montagem, tais superfícies devem ser limpas conforme especificações do projeto e, se elas forem usinadas, devem receber uma camada inibidora de corrosão, de um tipo que possa ser facilmente removido antes da montagem, ou de um tipo que não necessite ser removido, observando-se, entretanto, o disposto em 12.2.2.4.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

12.2.2.4 Superfícies adjacentes a soldas de campo

A menos que haja outra especificação, as superfícies a serem soldadas no campo, numa faixa de 50 mm de cada lado da solda, devem estar isentas de materiais que impeçam a soldagem adequada ou que produzam gases tóxicos durante a operação de soldagem. Após a soldagem, tais superfícies devem receber a mesma limpeza e proteção previstas para toda a estrutura.

12.3 Montagem

12.3.1 Alinhamento de bases de pilares

As bases de pilares devem ser niveladas e posicionadas na elevação correta, estando em pleno contato com a superfície de apoio.

12.3.2 Cuidados na montagem

12.3.2.1 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, para absorver todas as forças a que a estrutura possa estar sujeita durante a construção, incluindo as decorrentes de vento e equipamentos. O contraventamento deve permanecer montado, sem ser danificado, o tempo que for necessário para a segurança da estrutura. Toda vez que houver acúmulo de material, forças de equipamento ou de outras naturezas sobre a estrutura, durante a montagem, devem ser tomadas medidas para que sejam absorvidas as solicitações correspondentes.

12.3.2.2 Na montagem, a estrutura deve ser parafusada ou soldada com segurança, de forma que possa absorver toda a ação permanente, o vento e as ações de montagem.

12.3.3 Tolerâncias de montagem

As tolerâncias de montagem são definidas em relação aos pontos de trabalho e linhas de trabalho das barras da seguinte forma:

a) para barras não horizontais, o ponto de trabalho é o centro real em cada extremidade da barra, como recebida na obra;

b) para barras horizontais, o ponto de trabalho é a linha de centro real da mesa superior ou plano superior em cada extremidade;

c) outros pontos de trabalho podem ser utilizados para facilidade de referência, desde que sejam baseados nessas definições;

d) a linha de trabalho da barra é uma linha reta ligando os seus pontos de trabalho.

12.3.3.1 Posicionamento e alinhamento

As tolerâncias de posicionamento e alinhamento dos pontos de trabalho e linhas de trabalho de barras são as descritas em 12.3.3.1.1 a 12.3.3.1.4.

12.3.3.1.1 Pilares

Pilares constituídos de uma única peça são considerados aprumados se o desvio da linha de trabalho em relação a uma linha de prumo não for superior a 1:500, sujeito às seguintes limitações adicionais:

a) os pontos de trabalho de pilares adjacentes a poços de elevadores podem ficar deslocados no máximo 25 mm em relação à linha estabelecida para o pilar, nos primeiros 20 andares; acima deste nível, o deslocamento permitido pode ser aumentado em 1 mm para cada andar adicional, até um máximo de 50 mm;

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

b) os pontos de trabalho de pilares de fachadas podem ficar deslocados em relação à linha estabelecida para o pilar de no máximo 25 mm da fachada para fora, e de no máximo 50 mm em sentido oposto, nos primeiros 20 andares; acima do 20º andar, o deslocamento permitido pode ser aumentado 2 mm para cada andar adicional, porém não pode exceder um total de 50 mm da fachada para fora, e de 75 mm em sentido oposto;

c) os pontos de trabalho dos pilares de fachada, ao nível de qualquer emenda e ao nível do topo dos pilares, não podem ficar fora da área delimitada por duas linhas horizontais paralelas à fachada considerada, espaçadas em 38 mm para edifícios de até 90 m de comprimento. Esse espaçamento pode ser aumentado em 13 mm para cada 30 m adicionais de comprimento, porém não pode ultrapassar 75 mm;

d) os pontos de trabalho dos pilares de fachada podem ficar deslocados em relação à linha estabelecida para o pilar, numa direção paralela à fachada considerada, não mais que 50 mm nos primeiros 20 andares; acima do 20º andar, o deslocamento permitido pode ser aumentado em 2 mm para cada andar adicional, porém não pode ultrapassar um deslocamento total de 75 mm paralelo à fachada considerada.

12.3.3.1.2 Outras barras

Com exceção das barras destinadas a pilares, aplicam-se as seguintes regras:

a) o alinhamento horizontal de barras retas, não destinadas a balanço e que não contenham emendas de campo, é considerado aceitável se qualquer erro for resultante somente da variação de alinhamento dos elementos de apoio dentro dos limites admissíveis para fabricação e montagem desses elementos;

b) a elevação de barras retas ligadas a pilares é considerada aceitável se a distância entre o ponto de trabalho da barra e o plano da emenda usinada do pilar, imediatamente superior, não variar além de mais 5 mm e de menos 8 mm em relação à distância especificada nos desenhos;

c) a elevação de barras retas não ligadas a pilares é considerada aceitável se qualquer erro for resultante somente da variação de elevação dos elementos de apoio dentro dos limites admissíveis para fabricação e montagem desses elementos;

d) para uma barra reta destinada a um segmento de uma unidade contendo emendas de campo entre pontos de apoio, o prumo, a elevação e o alinhamento serão considerados aceitáveis se a variação angular da linha de trabalho (linha reta entre centros das seções extremas da barra considerada) com relação à prevista nos desenhos for igual ou inferior a 1/500 da distância entre os centros das emendas;

e) para uma barra reta destinada a um balanço, o prumo, a elevação e o alinhamento devem ser considerados aceitáveis se a variação angular da linha de trabalho com relação a uma linha reta na posição prevista no desenho for igual ou inferior a 1/500 do comprimento do balanço.

12.3.3.1.3 Peças ajustáveis

O alinhamento de vergas, vigas sob paredes, cantoneiras de parapeito, suportes de esquadrias e peças semelhantes de suporte, a serem usadas por outras empreiteiras e que exijam limites mais rigorosos de tolerâncias que os precedentes, não pode ficar garantido se o proprietário não solicitar ligações ajustáveis destas com a estrutura. Quando forem especificadas ligações ajustáveis, os desenhos fornecidos pelo proprietário devem indicar o ajuste total necessário para acomodar as tolerâncias da estrutura de aço, a fim de que seja obtido alinhamento adequado nas peças-suportes a serem usadas por outras empreiteiras. As tolerâncias de posicionamento e alinhamento de tais peças ajustáveis são as seguintes:

a) 10 mm para o posicionamento em altura, com relação à distância dada nos desenhos entre o apoio dessas peças e o plano da emenda usinada imediatamente superior do pilar mais próximo;

b) 10 mm para o posicionamento horizontal, com relação à sua locação dada nos desenhos, referida à linha de acabamento estabelecida, em qualquer piso particular;

c) 5 mm para posicionamento no alinhamento vertical e horizontal, em relação aos itens de ajuste de extremidades.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

12.3.4 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, for devidamente alinhada, nivelada e aprumada. Entretanto, a segurança durante a montagem deve ser garantida a todo momento.

12.3.5 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 para transmissão dos esforços solicitantes, a fresta deve ser preenchida com calços de aço de faces paralelas. Esses calços podem ser de aço-carbono, mesmo que o aço da estrutura seja de outro tipo.

12.4 Controle de qualidade

12.4.1 Generalidades

O fabricante deve estabelecer métodos de controle de qualidade, dentro do rigor que julgar necessário, para garantir que todo o trabalho seja executado de acordo com esta 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 profissionais qualificados, representantes do proprietário da obra. Se for requerida tal inspeção pelos representantes do proprietário da obra, esse fato deve constar nos documentos de licitação da estrutura.

12.4.2 Inspeção

Toda a inspeção por parte dos representantes do comprador, tanto quanto possível, deve ser feita na fábrica ou no local onde o trabalho está sendo executado. O fabricante deve cooperar com o inspetor, permitindo seu acesso a todos os locais onde está sendo executado o serviço. O inspetor do comprador deve estabelecer seu cronograma de inspeção de modo que sejam mínimas as interrupções do serviço do fabricante.

12.4.3 Rejeição

O material ou o serviço que não atende aos requisitos desta Norma pode ser rejeitado a qualquer instante durante a execução do serviço. O fabricante deve receber cópias de todos os relatórios de inspeção fornecidos ao comprador pela fiscalização,

12.4.4 Inspeção de soldas

A inspeção das soldas deve ser feita de acordo com os requisitos da AWS D1.1. A inspeção visual que for necessária deve 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 devem ser claramente definidos nos documentos de licitação e de projeto.

12.4.5 Identificação do aço

O fabricante deve possuir procedimento escrito e prático de identificação do material, visível pelo menos durante as operações de união dos elementos componentes de um conjunto a ser transportado por inteiro. Pelo procedimento deve ser possível verificar a correta aplicação do material quanto a:

a) designação da especificação;

b) número da corrida do aço, se exigido;

c) relatórios de ensaios necessários para atender a exigências especiais.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo A
(normativo)

Aços estruturais e materiais de ligação

A.1 Generalidades

A.1.1 As recomendações deste Anexo aplicam-se aos aços estruturais e materiais de ligação normalmente empregados nas estruturas de aço e mistas de aço e concreto.

A.1.2 A substituição de qualquer material feita durante a fase de fabricação ou de montagem deve ter obrigatoriamente a aprovação do responsável técnico pelo projeto.

A.2 Aços estruturais

A.2.1 O aço estrutural a ser empregado na estrutura deve ter especificado para a sua superfície o grau de corrosão aceitável, entre os seguintes:

a) substrato de aço sem corrosão, com carepa de laminação ainda intacta;

b) substrato de aço com início de corrosão e destacamento da carepa de laminação;

c) substrato de aço onde a carepa de laminação foi eliminada pela corrosão ou que possa ser removida por raspagem, com pouca formação de cavidades visíveis (pites);

d) substrato de aço onde a carepa de laminação foi eliminada pela corrosão e com grande formação de cavidades visíveis (pites).

Para especificações mais detalhadas sobre aparência e acabamento de superfícies, deve ser consultada a ISO 8501-1.

A.2.2 Ensaios de impacto e de resistência à fratura frágil só precisam ser solicitados quando as condições de serviço da estrutura exigirem.

A.2.3 A Tabela A.1 apresenta os valores nominais mínimos, a menos que uma faixa seja mostrada, da resistência ao escoamento (f_y) e da resistência à ruptura (f_u) de aços relacionados por Normas Brasileiras para uso estrutural em perfis e chapas, conforme as especificações destas Normas Brasileiras, que atendem às condições relacionadas às propriedades mecânicas exigidas por esta Norma ($f_y \leq 450\ \mathrm{MPa}$ e relação $f_u/f_y \geq 1{,}18$). Não são relacionados os aços com resistência ao escoamento inferior a 250 MPa, por não estarem sendo utilizados na prática. Nos aços da ABNT NBR 7007, que são aços para perfis, a sigla MR significa média resistência mecânica, a sigla AR alta resistência mecânica e a sigla COR resistência à corrosão atmosférica.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela A.1 — Aços especificados por Normas Brasileiras para uso estrutural [a]

ABNT NBR 7007			ABNT NBR 6648			ABNT NBR 6649 / ABNT NBR 6650		
Aços-carbono e microligados para uso estrutural e geral			**Chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural**			**Chapas finas (a frio/a quente) de aço-carbono para uso estrutural**		
Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa
MR 250	250	400-560	CG-26	255	410	CF-26	260/260	400/410
AR 350	350	450	CG-28	275	440	CF-28	280/280	440/440
AR 350 COR	350	485				CF-30	---/300	---/490
AR 415	415	520						

ABNT NBR 5000			ABNT NBR 5004			ABNT NBR 5008		
Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica			**Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica**			**Chapas grossas e bobinas grossas, de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural**		
Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa
G-30	300	415	F-32/Q-32	310	410	CGR 400	250	380
G-35	345	450	F-35/Q-35	340	450	CGR 500 e CGR 500A	370	490
G-42	415	520	Q-40	380	480			
G-45	450	550	Q-42	410	520			
			Q-45	450	550			

ABNT NBR 5920/ABNT NBR 5921			ABNT NBR 8261				
Chapas finas e bobinas finas (a frio/a quente), de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural			**Perfil tubular, de aço-carbono, formado a frio, com e sem costura, de seção circular ou retangular para usos estruturais**				
Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	Seção circular		Seções quadrada e retangular	
				f_y MPa	f_u MPa	f_y MPa	f_u MPa
CFR 400	---/250	---/380	B	290	400	317	400
CFR 500	310/370	450/490	C	317	427	345	427

[a] Para limitações de espessura, ver norma correspondente.

A.2.4 Na Tabela A.2 são fornecidos os valores nominais mínimos, a menos que uma faixa seja mostrada, da resistência ao escoamento e da resistência à ruptura de alguns aços estruturais de uso freqüente relacionados pela ASTM, conforme as especificações da própria ASTM. Nesta Tabela, os dados que constam nas colunas “Produtos” e “Grupo de perfil ou faixa de espessura disponível” são meramente indicativos (para informações mais precisas, deve ser consultada a ASTM A6).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela A.2 — Aços de uso freqüente especificados pela ASTM para uso estrutural

Classificação	Denominação	Produto	Grupo de perfil[a b] ou faixa de espessura disponível	Grau	f_y MPa	f_u MPa
Aços-carbono	A36	Perfis	1, 2 e 3	-	250	400 a 550
		Chapas e barras [c]	$t \leq 200$ mm			
	A500	Perfis	4	A	230	310
				B	290	400
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	A572	Perfis	1, 2 e 3	42	290	415
				50	345	450
				55	380	485
			1 e 2	60	415	520
				65	450	550
		Chapas e barras [c)]	$t \leq 150$ mm	42	290	415
			$t \leq 100$ mm	50	345	450
			$t \leq 50$ mm	55	380	485
			$t \leq 31{,}5$ mm	60	415	520
				65	450	550
	A992 [d]	Perfis	1, 2 e 3	-	345 a 450	450
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica	A242	Perfis	1	-	345	485
			2	-	315	460
			3	-	290	435
		Chapas e barras [c)]	$t \leq 19$ mm	-	345	480
			19 mm $< t \leq$ 37,5 mm	-	315	460
			37,5 mm $< t \leq$ 100 mm	-	290	435
	A588	Perfis	1 e 2	-	345	485
		Chapas e barras [c]	$t \leq 100$ mm	-	345	480
			100 mm $< t \leq$ 125 mm	-	315	460
			125 mm $< t \leq$ 200 mm	-	290	435
Aços de baixa liga temperados e auto-revenidos	A913	Perfis	1 e 2	50	345	450
				60	415	520
				65	450	550

[a] Grupos de perfis laminados para efeito de propriedades mecânicas:

— Grupo 1: Perfis com espessura de mesa inferior ou igual a 37,5 mm;

— Grupo 2: Perfis com espessura de mesa superior a 37,5 mm e inferior ou igual a 50 mm;

— Grupo 3: Perfis com espessura de mesa superior a 50 mm;

— Grupo 4: Perfis tubulares.

[b] t corresponde à menor dimensão ou ao diâmetro da seção transversal da barra.

[c] Barras redondas, quadradas e chatas.

[d] A relação f_u/f_y não pode ser inferior a 1,18.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

A.3 Parafusos

Na Tabela A.3 são fornecidos os valores mínimos da resistência ao escoamento e da resistência à ruptura de parafusos, de acordo com suas respectivas normas ou especificações, bem como os diâmetros nos quais os mesmos podem ser encontrados. Os parafusos fabricados com aço temperado não podem ser soldados nem aquecidos.

Tabela A.3 — Materiais usados em parafusos

Especificação	f_{yb} MPa	f_{ub} MPa	Diâmetro d_b	
			mm	pol
ASTM A307	-	415	-	$1/2 \leq d_b \leq 4$
ISO 898-1 Classe 4.6	235	400	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A325 [a]	635 560	825 725	$16 \leq d_b \leq 24$ $24 < d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1$ $1 < d_b \leq 1½$
ISO 4016 Classe 8.8	640	800	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A490	895	1035	$16 \leq d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1½$
ISO 4016 Classe 10.9	900	1000	$12 \leq d_b \leq 36$	-

[a] Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR 350 COR ou à dos aços ASTM A588.

A.4 Metais de soldas

A resistência mínima à tração dos metais de soldas mencionados na Tabela 8, conforme as normas ou especificações das soldas citadas nesta Tabela é fornecida na Tabela A.4.

Tabela A.4 — Resistência à tração do metal da solda

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

A.5 Conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça

A.5.1 Os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, usados na construção mista de aço e concreto, devem ter dimensões e ser soldados aos perfis de aço de acordo com a AWS D1.1.

A.5.2 O aço estrutural utilizado para conectores pino com cabeça de diâmetro até 22,2 mm deve ser o ASTM A108-Grau 1020, devendo ser especificado com resistência ao escoamento de 345 MPa, resistência à ruptura de 415 MPa, alongamento mínimo em 50 mm de 20 % e redução mínima de área de 50 %.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo B
(normativo)

Prescrições complementares sobre as ações causadas pelo uso e ocupação

B.1 Escopo

As recomendações constantes neste Anexo são aplicáveis à consideração das ações causadas pelo uso e ocupação da edificação no dimensionamento de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

B.2 Ações concentradas

Em pisos, coberturas e outras situações similares, deve ser considerada, além das demais ações variáveis, uma força concentrada aplicada na posição mais desfavorável, de intensidade compatível com o uso da edificação como, por exemplo, a ação de um macaco para veículo, o peso de uma ou mais pessoas em terças e banzos de treliça de cobertura e em degraus de escada, conforme a ABNT NBR 6120. Não é necessário adicionar essa força concentrada às demais ações variáveis.

B.3 Carregamento parcial

Deve ser considerada a ação variável aplicada apenas a uma parte da estrutura ou da barra, se o efeito produzido for mais desfavorável que aquele resultante da aplicação da ação sobre toda a estrutura ou toda a barra.

B.4 Impacto

B.4.1 Generalidades

Devem ser considerados no projeto, além dos valores estáticos das ações, também os efeitos oriundos de impactos, tais como os causados por elevadores, pontes rolantes e outros equipamentos, caso isso seja desfavorável.

B.4.2 Elevadores

Na ausência de especificação mais rigorosa, todas as ações de elevadores devem ser majoradas em 100 %. Os elementos que suportam elevadores devem ser dimensionados dentro dos limites de deslocamentos máximos permitidos pelos fabricantes dos mesmos.

B.4.3 Equipamentos

As ações decorrentes de equipamentos e cargas móveis devem ser adequadamente majoradas. Na ausência de especificação mais rigorosa, nos casos a seguir podem ser usadas as majorações indicadas:

a) 20 % para talhas e equipamentos leves cujo funcionamento é caracterizado fundamentalmente por movimentos rotativos;

b) 50 % para grupos geradores e equipamentos cujo funcionamento é caracterizado fundamentalmente por movimentos alternados.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

B.4.4 Pontes rolantes

Na ausência de especificação mais rigorosa, as ações verticais de cálculo (ver B.6) devem ser majoradas nos seguintes casos:

a) pontes rolantes comandadas de uma cabine: 25 %;

b) pontes rolantes comandadas por controle pendente ou controle remoto: 10 %.

B.4.5 Pendurais

Na ausência de especificação mais rigorosa, as cargas gravitacionais variáveis (inclusive sobrecarga) em pisos e balcões suportados por pendurais devem ser majoradas em 33 %.

B.5 Sobrecarga em coberturas

B.5.1 Coberturas comuns

Nas coberturas comuns (telhados), na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de 0,25 kN/m^2, em projeção horizontal. Admite-se que essa sobrecarga englobe as cargas decorrentes de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamentos térmico e acústico e de pequenas peças eventualmente fixadas na cobertura, até um limite superior de 0,05 kN/m^2.

B.5.2 Casos especiais

Em casos especiais, a sobrecarga na cobertura deve ser determinada de acordo com sua finalidade, porém com um valor mínimo igual ao especificado em B.5.1.

B.6 Sobrecarga em lajes na fase de construção

Em lajes, na fase de construção, deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de 1 kN/m^2.

B.7 Ações e combinações de ações de pontes rolantes

B.7.1 Generalidades

As ações decorrentes de pontes rolantes são as cargas verticais das rodas, normalmente fornecidas pelos fabricantes das pontes, as forças horizontais, transversal e longitudinal, e a devida ao choque da ponte com o batente. As cargas verticais das rodas resultam do peso próprio da ponte, do trole e dos demais dispositivos de içamento, somado à máxima carga içada (capacidade da ponte). As forças horizontais são decorrentes da movimentação da ponte rolante.

B.7.2 Forças horizontais

As forças horizontais decorrentes da movimentação da ponte rolante, caso não haja especificação mais rigorosa, devem ser tomadas como a seguir.

a) a força transversal ao caminho de rolamento, para pontes rolantes comandadas de uma cabine, a ser aplicada no topo do trilho, de cada lado, deve ser igual ao maior dos seguintes valores:

— 10 % da soma da carga içada com o peso do trole e dos dispositivos de içamento;

— 5 % da soma da carga içada com o peso total da ponte, incluindo trole e dispositivos de içamento;

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

— uma porcentagem da carga içada, variável de acordo com o tipo e a finalidade da ponte ou da edificação:

  — nos edifícios em geral: 15 % da carga içada;

  — nos edifícios destinados à siderurgia ou nos quais condições específicas de operação assim exigirem:

  — pontes em geral: 20 % da carga içada;

  — pontes com caçamba e eletroíma e pontes de pátio de placas e tarugos: 50 % da carga içada;

  — pontes de forno-poço: 100 % da carga içada;

  — ponte estripadora: 100 % da soma do peso do lingote e da lingoteira.

Para pontes rolantes comandadas por controle pendente ou controle remoto, a força transversal ao caminho de rolamento a ser aplicada no topo do trilho, de cada lado, deve ser igual a 10 % da soma da carga içada com o peso do trole e dos dispositivos de içamento.

Nos casos em que a rigidez horizontal transversal da estrutura de um lado do caminho de rolamento diferir da do lado oposto, a distribuição das forças transversais deverá ser proporcional à rigidez de cada lado;

b) a força longitudinal ao caminho de rolamento, a ser aplicada no topo do trilho, de cada lado, deve ser igual a 10 % da soma das cargas verticais máximas das rodas (não majoradas pelo impacto);

c) a força devida ao choque da ponte rolante com o batente deve ser informada pelo fabricante, que também deve especificar e, se possível, fornecer o batente.

B.7.3 Combinações de ações

As estruturas que suportam pontes rolantes devem ser projetadas utilizando-se as combinações de ações conforme 4.7.7. Devem-se pesquisar e considerar as situações que provoquem os efeitos mais desfavoráveis em cada elemento estrutural analisado que tenham probabilidades não desprezáveis de ocorrer. Na falta de uma avaliação mais rigorosa, devem-se utilizar as prescrições conforme B.7.3.1 a B.7.3.4.

A força horizontal devida ao choque da ponte rolante com o batente deve ser considerada apenas em combinações últimas especiais. Nos edifícios com mais de uma nave, não é necessário considerar a atuação das pontes rolantes em mais de duas naves simultaneamente.

B.7.3.1 Edifícios de uma nave

B.7.3.1.1 Se houver somente uma ponte rolante, sua atuação deve ser considerada com as cargas verticais máximas das rodas majoradas pelo impacto e com 100 % das forças horizontais, transversal e longitudinal.

B.7.3.1.2 Se houver duas ou mais pontes que se movimentem sobre o mesmo caminho de rolamento e que possam trabalhar próximas, deve-se:

a) considerar a atuação de somente uma ponte, conforme B.7.3.1.1;

b) considerar a atuação de todas as pontes, com as respectivas cargas verticais máximas das rodas não majoradas pelo impacto e com 100 % das forças horizontais, transversal e longitudinal, de somente uma ponte (normalmente a de maior capacidade). Nos casos em que as condições de operação exigirem um tratamento mais rigoroso, como é o caso de pátio de placas de edifícios destinados à siderurgia, deve-se considerar as cargas verticais máximas das rodas da ponte de maior capacidade majoradas pelo impacto.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

B.7.3.2 Edifícios de duas ou mais naves

B.7.3.2.1 Considerar a atuação de uma ponte em cada nave, conforme B.7.3.1.1. Entretanto, não é necessário considerar simultaneamente a atuação das forças horizontais de mais de uma ponte.

B.7.3.2.2 Considerar, em uma nave, a atuação de uma ponte com suas cargas verticais máximas das rodas majoradas pelo impacto e, em outra nave, a atuação de todas as pontes com as respectivas cargas verticais máximas das rodas não majoradas pelo impacto. Deve ser considerada a atuação de 100 % das forças horizontais de somente uma ponte rolante (normalmente a de maior capacidade).

B.7.3.2.3 Considerar a atuação de todas as pontes em cada nave, com as respectivas cargas verticais máximas das rodas não majoradas pelo impacto e com 100 % das forças horizontais, transversal e longitudinal, de somente uma ponte (normalmente a de maior capacidade). Nos casos em que as condições de operação exigirem um tratamento mais rigoroso, como é o caso de pátio de placas de edifícios destinados à siderurgia, deve-se considerar as cargas verticais máximas das rodas da ponte de maior capacidade majoradas pelo impacto.

B.7.3.3 Condições especiais

B.7.3.3.1 Em B.7.3.1 e B.7.3.2, se houver pontes que trabalhem juntas para içar uma carga maior que sua capacidade, deve-se considerar a atuação conjunta dessas pontes como uma única ponte, cujas cargas verticais máximas das rodas sejam as das pontes isoladas. As forças horizontais devem ser tomadas iguais a 50 % das respectivas forças horizontais das pontes isoladas.

B.7.3.3.2 Se condições específicas assim exigirem, em B.7.3.1 e B.7.3.2 deve-se considerar a atuação simultânea de forças horizontais de mais de uma ponte.

B.7.3.4 Fadiga

Para verificação à fadiga, conforme as prescrições do Anexo K, deve-se considerar, em cada caminho de rolamento, a atuação de somente uma ponte rolante com suas cargas verticais máximas das rodas majoradas pelo impacto e com 50 % das forças horizontais.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo C
(normativo)

Deslocamentos máximos

C.1 Generalidades

Neste Anexo são apresentados os valores dos deslocamentos máximos requeridos para situações usuais nas construções. Esses deslocamentos devem ser entendidos como valores práticos a serem utilizados para verificação do estado-limite de serviço de deslocamentos excessivos da estrutura.

C.2 Considerações de projeto

C.2.1 Os valores máximos requeridos para os deslocamentos verticais e horizontais são dados em C.3. Esses valores são empíricos e servem para comparação com os resultados da análise estrutural, feita conforme C.2.2. Em alguns casos, limites mais rigorosos podem ter que ser adotados, considerando, por exemplo, o uso da edificação, as características dos materiais de acabamento, o funcionamento adequado de equipamentos, questões de ordem econômica e a percepção de desconforto.

C.2.2 Os deslocamentos devem ser calculados conforme 4.9.8, levando-se em conta a possibilidade de ocorrência de deformações plásticas no estado-limite de serviço. O efeito da rigidez à rotação das ligações, dependendo de avaliação do responsável pelo projeto, pode ter que ser também considerado.

C.2.3 O responsável técnico pelo projeto deve analisar criteriosamente cada situação e decidir se determinado deslocamento pode ser considerado um estado-limite reversível ou não. Na falta de uma melhor avaliação, se um elemento estrutural suportar somente componentes não sujeitos à fissuração e se seu comportamento em serviço for elástico, pode-se considerar o deslocamento excessivo como um estado-limite reversível. Por outro lado, se o elemento estrutural suportar componentes sujeitos à fissuração ou se o seu deslocamento em serviço levar à ocorrência de deformações plásticas, deve-se entender seu deslocamento excessivo como um estado-limite irreversível.

C.2.4 O responsável técnico pelo projeto deve decidir quais combinações de serviço devem ser usadas, conforme o elemento estrutural considerado, as funções previstas para a estrutura, as características dos materiais de acabamento vinculados à estrutura e a seqüência de construção, exceto quando houver indicação na Tabela C.1 (ver Notas d, e, f e j desta Tabela). Dependendo dos fatores mencionados, pode ser que se tenha de alterar uma combinação de serviço comumente utilizada. Por exemplo, o deslocamento δ_{max} (ver C.3.1) está normalmente relacionado à aparência da estrutura, devendo-se usar combinações quase permanentes, conforme 4.7.7.3. No entanto, nas situações em que esse deslocamento venha a afetar o funcionamento de equipamentos, a causar empoçamentos na cobertura ou mesmo danos permanentes a elementos não-estruturais sujeitos à fissuração, como paredes divisórias e forros, colocados antes que as ações consideradas passem a atuar, deve-se então utilizar, no primeiro e segundo casos, combinação freqüente e, no terceiro, rara.

C.3 Valores máximos

C.3.1 Os valores máximos para os deslocamentos verticais (flechas) e horizontais são dados na Tabela C.1 e em C.3.4. No caso dos deslocamentos verticais, tais valores têm como referência uma viga simplesmente apoiada, mostrada na Figura C.1, na qual δ_o é a contraflecha da viga, δ_1 é o deslocamento devido às ações permanentes, sem efeitos de longa duração, δ_2 é o deslocamento devido aos efeitos de longa duração das ações permanentes (se houver), δ_3 é o deslocamento devido às ações variáveis, incluindo, se houver, os efeitos de longa duração devidos aos valores quase permanentes dessas ações, δ_{max} é o deslocamento máximo da viga no estágio final de carregamento levando-se em conta a contraflecha e δ_{tot} é a soma de δ_1, δ_2 e δ_3. A consideração dos efeitos de longa duração deve ser feita conforme O.1.2.1.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

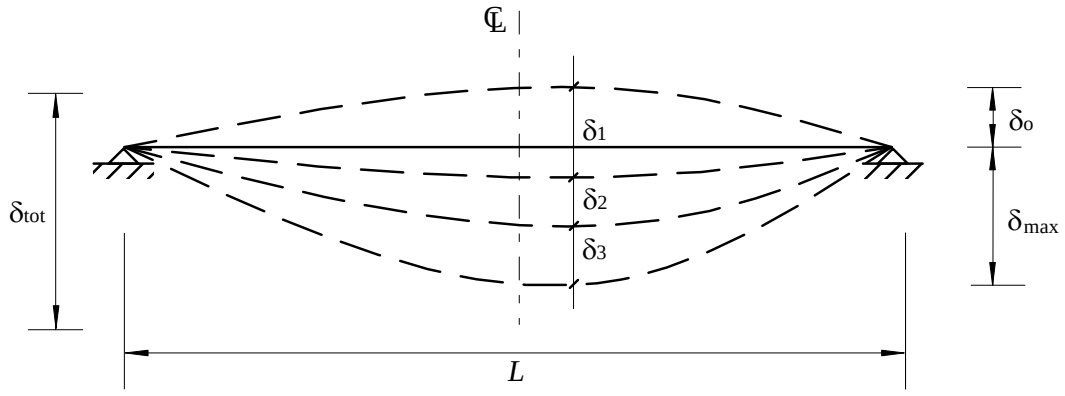


Figura C.1 — Deslocamentos verticais a serem considerados

C.3.2 No cálculo dos deslocamentos verticais a serem comparados com os valores máximos dados na Tabela C.1, pode-se deduzir o valor da contraflecha da viga até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes (δ_1 da Figura C.1).

C.3.3 Em cada situação, o responsável técnico pelo projeto deve decidir qual(is) deslocamento(s), dado(s) esquematicamente na Figura C.1, deve(m) ser comparado(s) com os valores máximos da Tabela C.1 e quais os carregamentos (ou parte desses) serão considerados no cálculo, levando-se em conta a seqüência de construção. Na maioria das vezes, apenas a parcela do deslocamento devida às ações variáveis (δ_3), somada à parcela (se houver) dos efeitos de longa duração das ações permanentes (δ_2), é responsável por causar danos aos elementos não-estruturais. São comuns, entretanto, situações em que se deve somar também o deslocamento de parte das ações permanentes (aquela que passa a atuar somente após a construção do elemento não-estrutural considerado) ou mesmo considerar o deslocamento máximo, δ_{max} (ver C.2.4). Deve-se também avaliar, em cada situação, a probabilidade de ocorrência simultânea de duas ou mais ações variáveis.

C.3.4 Para galpões em geral e edifícios de um pavimento com paredes de alvenaria, além do disposto em C.3.1, deve ser limitado o deslocamento horizontal (perpendicular à parede) da estrutura, de maneira que a abertura da fissura que possa ocorrer na base da parede não seja superior a 1,5 mm, entendida a parede como painel rígido (Figura C.2).

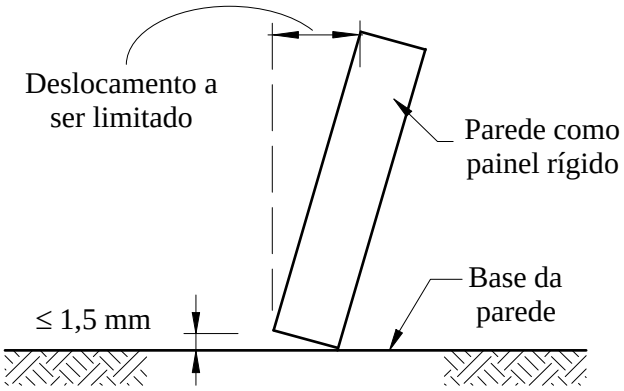


Figura C.2 — Parede como painel rígido

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela C.1 — Deslocamentos máximos

Descrição	δ [a]
- Travessas de fechamento	$L/180$ [b]
	$L/120$ [c d]
- Terças de cobertura [g)]	$L/180$ [e]
	$L/120$ [f]
- Vigas de cobertura [g)]	$L/250$ [h]
- Vigas de piso	$L/350$ [h]
- Vigas que suportam pilares	$L/500$ [h]
Vigas de rolamento: [j)] - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas - Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN - Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas - Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	 $L/600$ [i] $L/800$ [i] $L/1000$ [i] $L/400$ $L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento: - Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base - Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	 $H/300$ $H/400$ [k l]
Edifícios de dois ou mais pavimentos: - Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base - Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	 $H/400$ $h/500$ [m]
Lajes mistas	Ver Anexo Q

[a] L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).
[b] Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).
[c] Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.
[d] onsiderar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.
[e] Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.
[f] Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.
[g] Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.
[h] Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.
[i] Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.
[j] Considerar combinações raras de serviço.
[k] No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.
[l] O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.
[m] Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

/ANEXO D

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo D
(normativo)

Método da amplificação dos esforços solicitantes

D.1 Generalidades

D.1.1 Neste Anexo é apresentado o método da amplificação dos esforços solicitantes, para execução de análise elástica aproximada de segunda ordem, levando em conta os efeitos global P-Δ e local P-δ.

D.1.2 Ao se usar o método deste Anexo, deve-se fazer atuar na estrutura a combinação apropriada de ações de cálculo, determinada de acordo com 4.7.7.2, constituída por ações verticais e horizontais, quando existentes, considerando-se o efeito das imperfeições geométricas iniciais e das imperfeições iniciais de material conforme 4.9.7.

D.2 Uso do método

D.2.1 Em cada andar das estruturas analisadas, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, M_{Sd} e N_{Sd}, devem ser determinados por (Figura D.1):

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{\ell t}$$

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{\ell t}$$

onde B_1 e B_2 são dados, respectivamente, em D.2.2 e D.2.3;

M_{nt} e N_{nt} são, respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocar horizontalmente (usando-se, na análise, contenções horizontais fictícias em cada andar – Estrutura nt - Figura D.1-b);

$M_{\ell t}$ e $N_{\ell t}$ são, respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura (efeito das reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrário, nos mesmos pontos onde tais contenções foram colocadas – Estrutura ℓt - Figura D.1-c);

D.2.2 O coeficiente B_1 é dado por:

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

onde:

N_e é a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra, considerando, se for o caso, a imperfeição inicial de material, conforme 4.9.7;

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

N_{Sd1} é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem ($N_{Sd1} = N_{nt} + N_{\ell t}$);

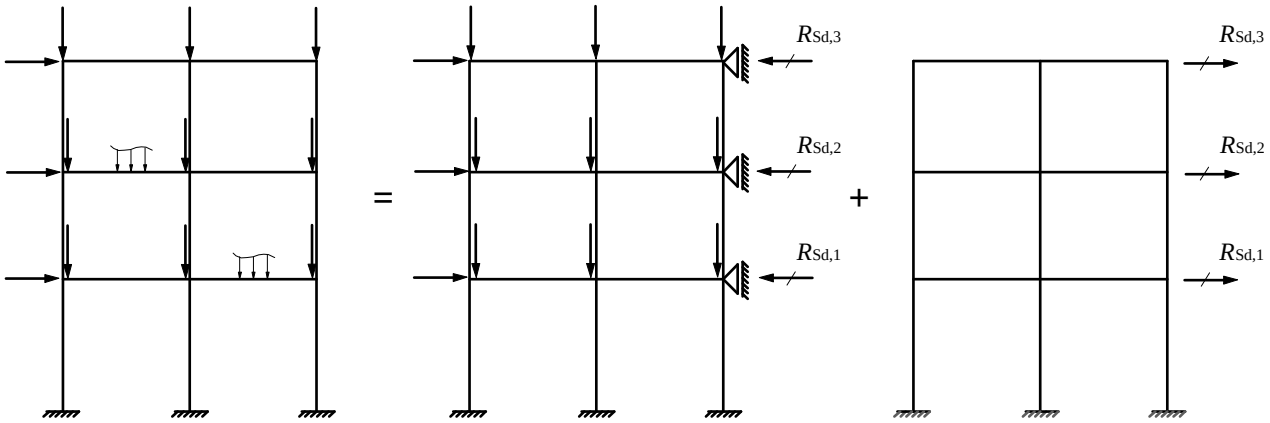
C_m é um coeficiente igual a:

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

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

sendo M_1/M_2 a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo na estrutura nt no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra, tomada como positiva quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples ($M_1 = M_{nt1}$; $M_2 = M_{nt2}$);

— se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, o valor de C_m deve ser determinado por análise racional ou ser tomado conservadoramente igual a 1,0.



a) Estrutura original b) Estrutura nt c) Estrutura **l** t

Figura D.1 — Modelo para análise

Se a força axial solicitante de cálculo na barra for de tração, deve-se tomar B_1 igual a 1,0.

D.2.3 O coeficiente B_2 é dado por:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s}\frac{\Delta_h}{h}\frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}}$$

onde:

$\sum N_{Sd}$ é carga gravitacional total que atua no andar considerado, englobando as cargas atuantes nas subestruturas de contraventamento e nos elementos que não pertençam a essas subestruturas;

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

R_s é um coeficiente de ajuste, igual a 0,85 nas estruturas onde o sistema resistente a ações horizontais é constituído apenas por subestruturas de contraventamento formadas por pórticos nos quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações e igual a 1,0 para todas as outras estruturas;

Δ_h é o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior (deslocamento interpavimento) do andar considerado, obtido da análise de primeira ordem, na estrutura original (Figura D.1-a) ou na estrutura ℓt (Figura D.1-c). Se Δ_h possuir valores diferentes em um mesmo andar, deve ser tomado um valor ponderado para esse deslocamento, em função da proporção das cargas gravitacionais atuantes ou, de modo conservador, o maior valor;

$\sum H_{Sd}$ é a força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes, usadas para determinar Δ_h e obtida na estrutura original (Figura D.1-a) ou na estrutura ℓt (Figura D.1-c);

H é a altura do andar (distância entre eixos de vigas de dois andares consecutivos ou entre eixos de vigas e a base, no caso do primeiro andar).

D.2.4 A força cortante solicitante de cálculo pode ser tomada igual à da análise elástica de primeira ordem, ou seja, igual à da estrutura original ou igual a:

$$V_{Sd} = V_{nt} + V_{\ell t}$$

onde V_{nt} e $V_{\ell t}$ são, respectivamente, as forças cortantes de cálculo na estrutura nt e na estrutura ℓt.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo E
(normativo)

Força axial de flambagem elástica e coeficiente de flambagem

E.1 Valores da força axial de flambagem elástica

E.1.1 Seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto

A força axial de flambagem elástica, N_e, de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto é dada por:

a) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2}$$

b) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2}$$

c) para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2}\left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G J\right]$$

onde:

$K_x L_x$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x (o coeficiente de flambagem K_x é dado em E.2.1);

I_x é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

$K_y L_y$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y (o coeficiente de flambagem K_y é dado em E.2.1);

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

$K_z L_z$ é o comprimento de flambagem por torção (o coeficiente de flambagem K_z é dado em E.2.2);

E é o módulo de elasticidade do aço;

C_w é a constante de empenamento da seção transversal;

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

J é a constante de torção da seção transversal;

r_o é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado por:

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)}$$

onde r_x e r_y são os raios de giração em relação aos eixos centrais x e y, respectivamente, e x_o e y_o são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y, respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

E.1.2 Seções monossimétricas, exceto o caso de cantoneiras simples previsto em E.1.4

A força axial de flambagem elástica, N_e, de uma barra com seção transversal monossimétrica, cujo eixo y é o eixo de simetria, é dada por:

a) para flambagem elástica por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2}$$

b) para flambagem elástica por flexo-torção:

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

onde N_{ey} e N_{ez} são as forças axiais de flambagem elástica conforme E.1.1b) e E.1.1c), respectivamente.

Caso o eixo x seja o eixo de simetria, basta substituir x por y em a) e y por x e y_o por x_o em b).

E.1.3 Seções assimétricas, exceto o caso de cantoneiras simples previsto em E.1.4

A força axial de flambagem elástica, N_e, de uma barra com seção transversal assimétrica (sem nenhum eixo de simetria) é dada pela menor das raízes da seguinte equação cúbica:

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

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

E.1.4 Cantoneiras simples conectadas por uma aba

E.1.4.1 Os efeitos da excentricidade da força de compressão atuante em uma cantoneira simples podem ser considerados por meio de um comprimento de flambagem equivalente, desde que essa cantoneira:

a) seja carregada nas extremidades através da mesma aba;

b) seja conectada por solda ou por pelo menos dois parafusos na direção da solicitação;

c) não esteja solicitada por ações transversais intermediárias.

Nesse caso, a força axial de flambagem elástica da cantoneira, N_e, é dada por:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_{x1}}{(K_{x1} L_{x1})^2}$$

onde:

I_{x1} é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada;

$K_{x1} L_{x1}$ é o comprimento de flambagem equivalente, dado em E.1.4.2 ou E.1.4.3, o que for aplicável.

E.1.4.2 Para cantoneiras de abas iguais ou de abas desiguais conectadas pela aba de maior largura, que são barras individuais ou diagonais ou montantes de treliças planas com as barras adjacentes conectadas do mesmo lado das chapas de nó ou das cordas (ver 5.3.4.1):

a) quando $0 \leq \frac{L_{x1}}{r_{x1}} \leq 80$: $K_{x1} L_{x1} = 72\, r_{x1} + 0{,}75\, L_{x1}$

b) quando $\frac{L_{x1}}{r_{x1}} > 80$: $K_{x1} L_{x1} = 32\, r_{x1} + 1{,}25\, L_{x1}$

onde:

L_{x1} é o comprimento da cantoneira, tomado entre os pontos de trabalho situados nos eixos longitudinais das cordas da treliça;

r_{x1} é o raio de giração da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada.

Nas cantoneiras de abas desiguais com relação entre as larguras das abas de até 1,7 e conectadas na menor aba, o produto $K_{x1} L_{x1}$ não pode ser tomado inferior ao valor:

— $0{,}95 L_{x1} \frac{r_{x1}}{r_{min}}$

— dado nas alíneas a) e b) anteriores, aumentado de $4\left[\left(\frac{b_e}{b_s}\right)^2 - 1\right] r_{x1}$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

onde:

r_{min} é o raio de giração mínimo da cantoneira;

b_e é a largura da maior aba da cantoneira;

b_s é a largura da menor aba da cantoneira.

E.1.4.3 Para cantoneiras de abas iguais ou de abas desiguais conectadas pela aba de maior largura, que são diagonais ou montantes de treliças espaciais com as barras adjacentes conectadas do mesmo lado das chapas de nó ou das cordas (ver 5.3.4.1):

a) quando $0 \leq \dfrac{L_{x1}}{r_{x1}} \leq 75$: $K_{x1} L_{x1} = 60\, r_{x1} + 0{,}80\, L_{x1}$

b) quando $\dfrac{L_{x1}}{r_{x1}} > 75$: $K_{x1} L_{x1} = 45\, r_{x1} + L_{x1}$

Nas cantoneiras de abas desiguais com relação entre as larguras das abas de até 1,7 e conectadas na menor aba, o produto $K_{x1} L_{x1}$ não pode ser tomado inferior ao valor:

- $0{,}82\, L_{x1} \dfrac{r_{x1}}{r_{min}}$

- dado nas alíneas a) e b) anteriores, aumentado de $6\left[\left(\dfrac{b_e}{b_s}\right)^2 - 1\right] r_{x1}$

E.1.4.4 Cantoneiras simples com ligações diferentes das descritas em E.1.4.2 e E.1.4.3, com relação entre as larguras das abas maior que 1,7 ou com forças transversais, devem ser tratadas como barras submetidas à combinação de força axial e momentos fletores.

E.2 Valores do coeficiente de flambagem

E.2.1 Coeficiente de flambagem por flexão

E.2.1.1 Na Tabela E.1 são fornecidos os valores teóricos do coeficiente de flambagem por flexão, K_x ou K_y, para seis casos ideais de condições de contorno de elementos isolados (ver 4.9.5.3), nos quais a rotação e a translação das extremidades são totalmente livres ou totalmente impedidas. Caso não se possa assegurar a perfeição do engaste, devem ser usados os valores recomendados apresentados.

E.2.1.2 Nos elementos contraventados (ver 4.9.5.2), o coeficiente de flambagem por flexão deve ser tomado igual a 1,0, a menos que se demonstre que pode ser utilizado um valor menor.

E.2.1.3 Nas barras das subestruturas de contraventamento (ver 4.9.5.1) analisadas de acordo com as prescrições de 4.9.7, o coeficiente de flambagem por flexão deve ser tomado igual a 1,0.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela E.1 — Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio		Rotação e translação impedidas				
		Rotação livre, translação impedida				
		Rotação impedida, translação livre				
		Rotação e translação livres				

E.2.2 Coeficiente de flambagem por torção

O coeficiente de flambagem por torção, K_z, função das condições de contorno, deve ser determinado por análise estrutural, ou, simplificadamente, tomado igual a:

a) 1,00, quando ambas as extremidades da barra possuírem rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre;

b) 2,00, quando uma das extremidades da barra possuir rotação em torno do eixo longitudinal e empenamento livres e, a outra extremidade, rotação e empenamento impedidos.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo F
(normativo)

Flambagem local de barras axialmente comprimidas

F.1 Generalidades

F.1.1 Os elementos que fazem parte das seções transversais usuais, exceto as seções tubulares circulares, para efeito de flambagem local, são classificados em AA (duas bordas longitudinais vinculadas) e AL (apenas uma borda longitudinal vinculada), conforme 5.1.2.2.1.

F.1.2 As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais todos os elementos componentes da seção transversal possuem relações entre largura e espessura (relações b/t) que não superam os valores de $(b/t)_{\text{lim}}$ dados na Tabela F.1, têm o fator de redução total Q igual a $1{,}00$.

F.1.3 As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais os elementos componentes da seção transversal possuem relações b/t maiores que os valores de $(b/t)_{\text{lim}}$ dados na Tabela F.1 (elementos esbeltos), têm o fator de redução total Q dado por:

$$Q = Q_s \, Q_a$$

onde Q_s e Q_a são fatores de redução que levam em conta a flambagem local dos elementos AL e AA, cujos valores devem ser determinados como mostrado em F.2 e F.3, respectivamente. Deve-se ainda considerar que:

a) se a seção possuir apenas elementos AL:

$$Q = Q_s$$

b) se a seção possuir apenas elementos AA:

$$Q = Q_a$$

F.1.4 As seções tubulares circulares devem ter o coeficiente Q determinado de acordo com F.4.

F.2 Elementos comprimidos AL

Os valores de Q_s a serem usados para os elementos comprimidos AL são os seguintes.

a) elementos do Grupo 3 da Tabela F.1:

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

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

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

b) elementos do Grupo 4 da Tabela F.1:

$$Q_s = 1{,}415 - 0{,}74\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}}, \quad \text{para} \quad 0{,}56\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \le 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0{,}69\,E}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}, \quad \text{para} \quad \frac{b}{t} > 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

c) elementos do Grupo 5 da Tabela F.1:

$$Q_s = 1{,}415 - 0{,}65\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{k_c\,E}}, \quad \text{para} \quad 0{,}64\sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} < \frac{b}{t} \le 1{,}17\sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$$

$$Q_s = \frac{0{,}90\,E\,k_c}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}, \quad \text{para} \quad \frac{b}{t} > 1{,}17\sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$$

com o coeficiente k_c dado por

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ sendo } \; 0{,}35 \le k_c \le 0{,}76$$

d) elementos do Grupo 6 da Tabela F.1:

$$Q_s = 1{,}908 - 1{,}22\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}}, \quad \text{para} \quad 0{,}75\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \le 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0{,}69\,E}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}, \quad \text{para} \quad \frac{b}{t} > 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

onde:

h é a altura da alma;

t_w é a espessura da alma;

b e t são a largura e a espessura do elemento, respectivamente (ver Tabela F.1).

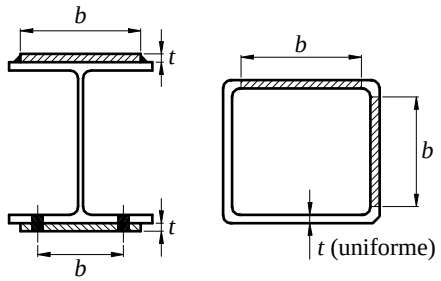
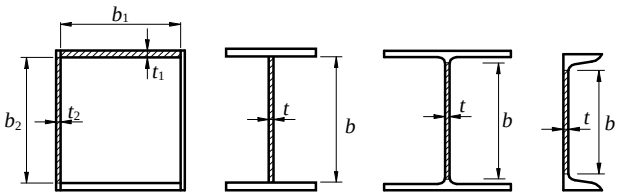
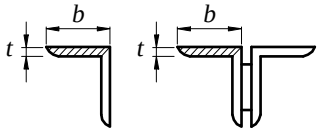
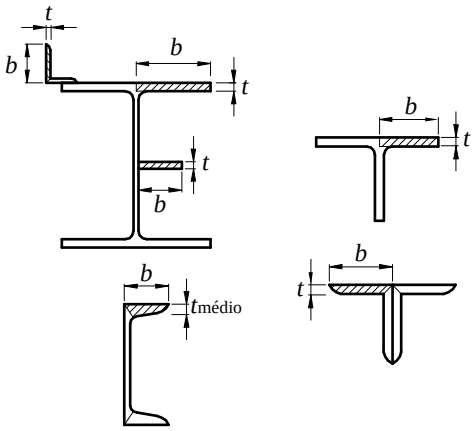
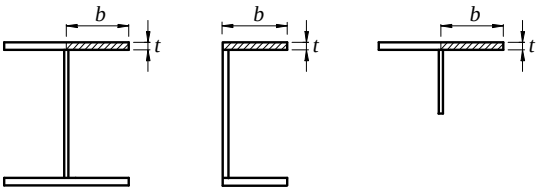
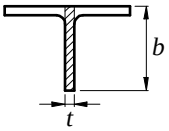
Se existirem dois ou mais elementos AL com fatores de redução Q_s diferentes, deve-se adotar o menor destes fatores.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela F.1 — Valores de $(b/t)_{lim}$

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

[a] O coeficiente k_c é dado em F.2.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

F.3 Elementos comprimidos AA

F.3.1 O fator de redução Q_a das seções transversais com elementos comprimidos AA, cuja relação entre largura e espessura ultrapassa os valores indicados na Tabela F.1, é definido como:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$$

onde A_g é a área bruta e A_{ef} a área efetiva da seção transversal, dada por: $A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})\, t$ com o somatório estendendo-se a todos os elementos AA. Nessa expressão b e t são, respectivamente, a largura e a espessura de um elemento comprimido AA, conforme Tabela F.1; b_{ef} é a largura efetiva de um elemento comprimido AA, conforme F.3.2.

F.3.2 A largura efetiva dos elementos AA é igual a:

$$b_{ef} = 1{,}92\, t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

onde c_a é um coeficiente, igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos e σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado, tomada igual a:

$$\sigma = \chi\, f_y$$

com χ obtido conforme 5.3.3, adotando Q igual a 1,0. Opcionalmente, de forma conservadora, pode-se tomar:

$$\sigma = f_y$$

F.4 Paredes de seções tubulares circulares

Nas seções tubulares circulares, o fator de redução para flambagem local da parede é dado por:

a) $Q = 1{,}00$ para $\frac{D}{t} \leq 0{,}11 \frac{E}{f_y}$

b) $Q = \frac{0{,}038}{D/t} \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3}$ para $0{,}11 \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} \leq 0{,}45 \frac{E}{f_y}$

onde:

D é o diâmetro externo da seção tubular circular;

t é a espessura da parede.

F.4.2 Não é prevista a utilização de seções tubulares circulares com D/t superior a $0{,}45 \frac{E}{f_y}$.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo G
(normativo)

Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta

G.1 Generalidades

G.1.1 Este Anexo apresenta os procedimentos para determinação do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta.

G.1.2 Vigas de alma não-esbelta são aquelas constituídas por seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, cujas almas, quando perpendiculares ao eixo de flexão, têm parâmetro de esbeltez λ inferior ou igual a λ_r (λ e λ_r definidos na Tabela G.1 para o estado-limite FLA), por seções tubulares circulares com relação entre diâmetro e espessura de parede não superior a $0{,}45\,E/f_y$ e por seções T, seções formadas por duas cantoneiras em T, seções sólidas circulares ou retangulares com quaisquer dimensões.

G.1.3 Para facilitar o uso deste Anexo, a simbologia utilizada encontra-se detalhada em G.3.

G.2 Momento fletor resistente de cálculo

G.2.1 Para os tipos de seção e eixos de flexão indicados na Tabela G.1, para o estado-limite FLT, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

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

b) $M_{Rd} = \dfrac{C_b}{\gamma_{a1}}\left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r)\dfrac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right] \le \dfrac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$

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

Os valores do momento fletor resistente de cálculo para este estado-limite são válidos para aplicação das forças transversais externas, caso existam, na semi-altura da seção transversal.

G.2.2 Para os tipos de seção e eixos de flexão indicados na Tabela G.1, para os estados-limites FLM e FLA, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

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

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

c) $M_{Rd} = \dfrac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda > \lambda_r$ (não aplicável à FLA - ver Anexo H)

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

G.2.3 Para as seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma:

— estado-limite FLT

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{\pi\sqrt{E\,I_y\,G\,J}}{L_b}\left(B + \sqrt{1+B^2}\right) \leq \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$$

onde:

$$B = \pm\, 2{,}3\,\frac{d}{L_b}\sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

com o sinal positivo usado quando a extremidade da alma oposta à mesa estiver tracionada e o negativo em caso contrário (se essa extremidade estiver comprimida em algum ponto ao longo do comprimento destravado, o sinal negativo deve ser usado).

— estado-limite FLM (aplicável apenas se a mesa estiver total ou parcialmente comprimida)

$$M_{Rd} = \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}}\left(1{,}19 - 0{,}50\,\lambda\sqrt{\frac{f_y}{E}}\right) f_y\,W_c, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}}\,\frac{0{,}69\,E\,W_c}{\lambda^2}, \text{ para } \lambda > \lambda_r$$

com:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1{,}0\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

G.2.4 Para as seções formadas por duas cantoneiras iguais em contato e unidas por solda contínua, constituindo uma seção tipo T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria, aplica-se o disposto em G.2.3, tomando no estado-limite FLM:

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

onde b é a largura e t é a espessura da aba comprimida de uma das cantoneiras.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

G.2.5 Para as seções formadas por duas cantoneiras iguais com afastamento correspondente à espessura de chapas espaçadoras, constituindo uma seção similar à T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria, para o estado-limite FLT, deve-se usar a expressão dada em G.2.3. Para o estado-limite de flambagem local da aba:

a) quando as abas das cantoneiras paralelas ao eixo de flexão encontram-se comprimidas, aplica-se o procedimento dado em G.2.3 para FLM, com

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

onde b é a largura e t a espessura das abas comprimidas das cantoneiras;

b) quando as abas das cantoneiras perpendiculares ao eixo de flexão encontram-se com a extremidade livre comprimida, tem-se:

$$M_{\mathrm{Rd}} = \frac{M_{\mathrm{p}\ell}}{\gamma_{\mathrm{a1}}}, \text{ para } \lambda \le \lambda_{\mathrm{p}}$$

$$M_{\mathrm{Rd}} = \frac{1}{\gamma_{\mathrm{a1}}}\left(2{,}43 - 1{,}72\lambda\sqrt{\frac{f_{\mathrm{y}}}{E}}\right) f_{\mathrm{y}} W_{\mathrm{c}}, \text{ para } \lambda_{\mathrm{p}} < \lambda \le \lambda_{\mathrm{r}}$$

$$M_{\mathrm{Rd}} = \frac{1}{\gamma_{\mathrm{a1}}}\frac{0{,}71 E W_{\mathrm{c}}}{\lambda^2}, \text{ para } \lambda > \lambda_{\mathrm{r}}$$

com:

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda_{\mathrm{p}} = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_{\mathrm{y}}}}$$

$$\lambda_{\mathrm{r}} = 1{,}0\sqrt{\frac{E}{f_{\mathrm{y}}}}$$

onde b é a largura e t é a espessura das abas com a extremidade livre comprimida das cantoneiras.

G.2.6 Para as seções sólidas circulares e retangulares fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia:

$$M_{\mathrm{Rd}} = \frac{M_{\mathrm{p}\ell}}{\gamma_{\mathrm{a1}}}$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

G.2.7 Para as seções tubulares circulares, para o estado-limite de flambagem local da parede do tubo, o único aplicável, com D/t não superior a $0{,}45E/f_y$, tem-se:

b) $M_{Rd} = \dfrac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda \leq \lambda_p$

c) $M_{Rd} = \dfrac{1}{\gamma_{a1}}\left(\dfrac{0{,}021E}{D/t} + f_y\right)W$, para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

d) $M_{Rd} = \dfrac{1}{\gamma_{a1}}\dfrac{0{,}33E}{D/t}W$, para $\lambda > \lambda_r$

com:

$$\lambda = \frac{D}{t}$$

$$\lambda_p = \frac{0{,}07E}{f_y}$$

$$\lambda_r = \frac{0{,}31E}{f_y}$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela G.1 — Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

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

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

As Notas relacionadas à Tabela G.1 são as seguintes:

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

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

onde:

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

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

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

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

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

onde:

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

$$\beta_2 = 5{,}2\,\beta_1\,\beta_3 + 1$$

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

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

3) O estado-limite FLA aplica-se só à alma da seção U, quando comprimida pelo momento fletor. Para seção U, o estado-limite FLM aplica-se somente quando a extremidade livre das mesas for comprimida pelo momento fletor.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

4) W_{ef} é o módulo de resistência mínimo elástico, relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa comprimida (ou alma comprimida no caso de perfil U fletido em relação ao eixo de menor inércia) de largura igual a b_{ef}, dada por F.3.2, com σ igual a f_y. Em alma comprimida de seção U fletida em relação ao eixo de menor momento de inércia, $b = h$, $t = t_w$ e $b_{ef} = h_{ef}$.

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

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

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

com k_c conforme F.2.

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

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

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

a) $1/9 \le \alpha_y \le 9$

com

$$\alpha_y = \frac{I_{yc}}{I_{yt}}$$

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

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

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

G.3 Simbologia

Para este Anexo adota-se a seguinte simbologia adicional:

FLA - flambagem local da alma;

FLM - flambagem local da mesa comprimida;

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

FLT - flambagem lateral com torção;

C_w - constante do empenamento da seção transversal;

D - diâmetro externo da seção tubular circular;

I_y - momento de inércia da seção em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;

I_{yc} - momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma (se no comprimento destravado houver momentos positivo e negativo, tomar a mesa de menor momento de inércia em relação ao eixo mencionado);

I_{yt} - momento de inércia da mesa tracionada em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma (se no comprimento destravado houver momentos positivo e negativo, tomar a mesa de maior momento de inércia em relação ao eixo mencionado);

J - constante de torção da seção transversal;

L_b - distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado);

M_{cr} - momento fletor de flambagem elástica;

$M_{p\ell}$ - momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástico (Z) pela resistência ao escoamento do aço (f_y);

M_r momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais em alguns casos;

W - módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão;

W_c - módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão;

W_t - módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão;

b_f - largura total da mesa (b_{fs} e b_{fi} representam as larguras totais das mesas superior e inferior);

d - altura externa da seção, medida perpendicularmente ao eixo de flexão;

h - altura da alma, tomada igual à distância entre faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados e igual ao comprimento da parte plana nas seções tubulares retangulares;

h_c - duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida;

h_p - duas vezes a distância da linha neutra plástica da seção transversal à face interna da mesa comprimida;

r_y - raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;

r_{yc} - raio de giração da seção T formada pela mesa comprimida e a parte comprimida da alma anexa, em regime elástico, em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma (se houver momentos positivo e negativo no comprimento destravado, tomar a seção T de menor raio de giração em relação ao eixo mencionado);

t_f - espessura da mesa (t_{fs} e t_{fi} representam as espessuras das mesas superior e inferior);

λ_p - parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r - parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo H
(normativo)

Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta

H.1 Generalidades

H.1.1 Este Anexo apresenta os procedimentos para determinação do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta.

H.1.2 Vigas de alma esbelta são aquelas com seção I ou H soldada com dois eixos de simetria ou um eixo de simetria no plano médio da alma, carregadas nesse plano, com o parâmetro de esbeltez da alma $\lambda = h/t_w$, onde h é a distância entre as faces internas das mesas e t_w a espessura da alma, superior a $5{,}70\sqrt{E/f_y}$.

H.1.3 As vigas de alma esbelta tratadas neste Anexo devem atender aos seguintes requisitos:

a) no caso de seções monossimétricas, a soma das áreas da menor mesa e da alma deve ser superior à área da maior mesa, e $1/9 \leq \alpha_y \leq 9$, com $\alpha_y = \dfrac{I_{yc}}{I_{yt}}$, onde I_{yc} e I_{yt} são respectivamente os momentos de inércia das mesas comprimida e tracionada em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;

b) a relação entre a área da alma e da mesa comprimida não pode exceder 10;

c) a relação h/t_w não pode exceder 260 nem:

— $11{,}7\sqrt{\dfrac{E}{f_y}}$ para $a/h \leq 1{,}5$;

— $\dfrac{0{,}42E}{f_y}$ para $a/h > 1{,}5$.

H.2 Momento fletor resistente de cálculo

H.2.1 O valor do momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de escoamento da mesa tracionada, é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{W_{xt}\ f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde W_{xt} é o módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

H.2.2 O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de flambagem lateral com torção (FLT), é dado por:

a) para $\lambda \leq \lambda_p$: $M_{Rd} = \dfrac{k_{pg}\, W_{xc}\, f_y}{\gamma_{a1}}$

b) para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$: $M_{Rd} = \dfrac{1}{\gamma_{a1}} C_b\, k_{pg} \left[1 - 0{,}3 \left(\dfrac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] W_{xc}\, f_y \leq \dfrac{k_{pg}\, W_{xc}\, f_y}{\gamma_{a1}}$

c) para $\lambda > \lambda_r$: $M_{Rd} = \dfrac{1}{\gamma_{a1}} \dfrac{C_b\, k_{pg}\, \pi^2 E\, W_{xc}}{\lambda^2} \leq \dfrac{k_{pg}\, W_{xc}\, f_y}{\gamma_{a1}}$

com:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_{yT}}$$

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

$$\lambda_r = \pi \sqrt{\frac{E}{0{,}7\, f_y}}$$

$$k_{pg} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300\, a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5{,}70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq 1{,}0$$

onde:

L_b é a distância entre duas seções contidas lateralmente;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, definido em 5.4.2.3 e 5.4.2.4, o que for aplicável;

r_{yT} é o raio de giração, relativo ao eixo de menor momento de inércia, da seção formada pela mesa comprimida mais um terço da alma comprimida.

a_r igual à relação entre a área da alma e da mesa comprimida, sendo que a seção não pode ter esta relação com valor superior a 10;

h_c igual a duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida;

W_{xc} é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

H.2.3 O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de flambagem local da mesa comprimida (FLM), é dado por:

a) para $\lambda \leq \lambda_p$: $M_{Rd} = \dfrac{k_{pg}\, W_{xc}\, f_y}{\gamma_{a1}}$

b) para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$: $M_{Rd} = \dfrac{1}{\gamma_{a1}} k_{pg} \left[1 - 0{,}3 \left(\dfrac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] W_{xc}\, f_y$

c) para $\lambda > \lambda_r$: $M_{Rd} = \dfrac{1}{\gamma_{a1}} \dfrac{0{,}90\, k_{pg}\, E\, k_c W_{xc}}{\lambda^2}$

com:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f}$$

$$\lambda_p = 0{,}38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 0{,}95 \sqrt{\frac{k_c E}{0{,}7 f_y}}$$

onde k_c é dado em F.2 e b_f e t_f são a largura total e a espessura, respectivamente, da mesa comprimida.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo I
(normativo)

Aberturas em almas de vigas

I.1 Devem ser levados em conta no dimensionamento de vigas de aço e de vigas mistas de aço e concreto os efeitos das aberturas na alma dos perfis.

I.2 No dimensionamento, devem ser verificados os estados-limites últimos e de serviço aplicáveis, considerando a influência das aberturas nas almas das vigas e de eventuais reforços dessas aberturas. Deve ser usado um método que se baseie em princípios reconhecidos da engenharia de estruturas.

I.3 Admite-se a execução de aberturas circulares e sem reforço nas almas de vigas de aço biapoiadas, prismáticas, com seção em forma de I simétrica em relação ao eixo de menor inércia, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, cujas almas possuam relação entre altura e espessura, h/t_w, de no máximo $3{,}76\sqrt{E/f_y}$ e cuja mesa comprimida possua relação entre largura e espessura, $b_{fc}/(2t_{fc})$, de no máximo $0{,}38\sqrt{E/f_y}$, sem a necessidade de cálculos específicos, considerando os efeitos das aberturas, quando (Figura I.1):

a) o carregamento atuante for uniformemente distribuído;

b) as aberturas estiverem situadas dentro do terço médio da altura e nos dois quartos centrais do vão da viga;

c) a distância entre os centros de duas aberturas adjacentes, medida paralelamente ao eixo longitudinal da viga, for no mínimo 2,5 vezes o diâmetro da maior dessas duas aberturas;

d) a força cortante solicitante de cálculo nos apoios não for maior que 50 % da força cortante resistente de cálculo da viga.

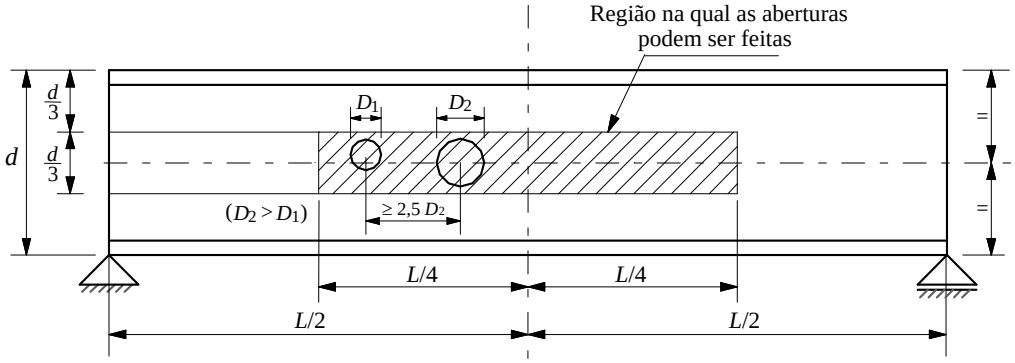


Figura I.1 — Condições para execução de aberturas circulares

I.4 As regras apresentadas em I.3 podem ser também aplicadas a vigas mistas de aço e concreto, desde que o componente de aço atenda aos requisitos apresentados, exceto o referente à relação entre largura e espessura da mesa.

I.5 Procedimentos para cálculos mais precisos a respeito de vigas com aberturas na alma podem ser encontrados em S.3.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo J
(normativo)

Requisitos para barras de seção variável

J.1 Aplicabilidade

J.1.1 Este Anexo aplica-se às barras de seção variável que atendam aos seguintes requisitos:

a) as seções transversais devem ser do tipo I, H ou caixão, com dois eixos de simetria;

b) as mesas devem ter seção constante entre seções contidas contra instabilidade;

c) a altura da(s) alma(s) deve variar linearmente entre seções contidas contra instabilidade.

J.1.2 O cálculo e o projeto de barras de seção variável que atendam aos requisitos listados em J.1.1 devem ser efetuados conforme as prescrições contidas na Seção 5, exceto nos casos a seguir, em que são exigidas algumas adaptações.

J.2 Força axial de tração resistente de cálculo

A força axial de tração resistente de cálculo deve ser determinada de acordo com as prescrições de 5.2, tomando-se a área bruta da seção transversal de menor altura e a área líquida da seção sujeita à ruptura.

J.3 Força axial de compressão resistente de cálculo

A força axial de compressão resistente de cálculo deve ser determinada de acordo com as prescrições de 5.3, tomando-se as dimensões e as propriedades geométricas da seção de menor altura. Além disso, na determinação das forças axiais de flambagem elástica, os coeficientes de flambagem por flexão em relação ao eixo perpendicular à alma e de torção devem ser obtidos por análise racional (o coeficiente de flambagem por flexão em relação ao eixo perpendicular às mesas pode ser determinado como para barras prismáticas).

J.4 Momento fletor resistente de cálculo

J.4.1 O momento fletor resistente de cálculo para o estado-limite de flambagem lateral com torção, entre seções contidas lateralmente, não pode ser inferior ao momento fletor solicitante de cálculo da seção onde ocorre a maior tensão de compressão nas mesas. Para esse estado-limite aplicam-se as prescrições de 5.4, mas determinando-se o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, C_b, por análise racional ou, de forma conservadora, tomando-o igual a 1,0.

J.4.2 Na determinação dos parâmetros de esbeltez λ, λ_p e λ_r, para qualquer estado-limite, devem ser adotadas as propriedades geométricas da seção de maior altura.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo K
(normativo)

Fadiga

K.1 Aplicabilidade

K.1.1 Este Anexo aplica-se a elementos estruturais de aço e ligações metálicas sujeitos a ações com grande número de ciclos, com variação de tensões no regime elástico cuja freqüência e magnitude são suficientes para iniciar fissuras e colapso progressivo por fadiga.

K.1.2 As prescrições dadas em K.2 a K.6 podem não se aplicar em parte ou na totalidade a ligações soldadas envolvendo um ou mais perfis tubulares. Recomenda-se, para a verificação dessas ligações à fadiga, a utilização da AWS D1.1, fazendo-se as adaptações necessárias para manter o nível de segurança previsto nesta Norma.

K.2 Generalidades

K.2.1 Para os efeitos deste Anexo, usa-se a combinação freqüente de fadiga:

$$F_{\mathrm{d,fad}} = \sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{m}} F_{\mathrm{Gi,k}} + \psi_1 \sum_{\mathrm{j=1}}^{\mathrm{n}} F_{\mathrm{Qj,k}}$$

onde:

$F_{\mathrm{Gi,k}}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{\mathrm{Qj,k}}$ é o valor característico das ações variáveis;

ψ_1 é o fator de redução para as ações variáveis, igual a 1,0, conforme Tabela 2.

K.2.2 Os requisitos deste Anexo aplicam-se a tensões no metal-base calculadas usando-se a combinação de ações descrita em K.2.1, cujo valor não ultrapasse $0{,}66\ f_{\mathrm{y}}$ ou $0{,}40\ f_{\mathrm{y}}$, para tensões normais ou de cisalhamento, respectivamente.

K.2.3 A faixa de variação de tensões é definida como a magnitude da mudança de tensão devida à aplicação ou remoção das ações variáveis da combinação de ações descritas em K.2.1. No caso de inversão de sinal da tensão em um ponto qualquer, a faixa de variação de tensões deve ser determinada pela diferença algébrica dos valores máximo e mínimo da tensão considerada, nesse ponto.

K.2.4 No caso de junta de topo com solda de penetração total, o limite admissível para a faixa de variação de tensões (σ_{SR}) aplica-se apenas a soldas com qualidade obedecendo aos requisitos da AWS D1.1.

K.2.5 Nenhuma verificação de resistência à fadiga é necessária se a faixa de variação de tensões for inferior ao limite σ_{TH} dado na Tabela K.1 (detalhes construtivos relacionados aos casos tratados nesta Tabela são dados na Tabela K.2).

K.2.6 Nenhuma verificação de resistência à fadiga é necessária se o número de ciclos de aplicação das ações variáveis for menor que 20 000.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

K.2.7 A resistência a ações cíclicas determinada pelos requisitos deste Anexo é aplicável apenas a estruturas:

a) com proteção adequada à corrosão ou sujeitas apenas a atmosferas levemente corrosivas;

b) sujeitas a temperaturas inferiores a 150 °C.

K.3 Cálculo da tensão máxima e da máxima faixa de variação de tensões

K.3.1 O cálculo de tensões deve ser baseado em análise elástica. As tensões não devem ser amplificadas pelos fatores de concentração de tensão devidos a descontinuidades geométricas.

K.3.2 Para parafusos e barras redondas rosqueadas sujeitos à tração, as tensões calculadas devem incluir o efeito de alavanca, se existir.

K.3.3 No caso de atuação conjunta de força axial e momentos fletores, as máximas tensões normais e de cisalhamento devem ser determinadas considerando todos os esforços solicitantes.

K.3.4 Para barras com seções transversais simétricas, os parafusos e as soldas devem ser distribuídos simetricamente em relação ao eixo da barra, ou as tensões consideradas no cálculo da faixa de variação de tensões devem incluir os efeitos da excentricidade.

K.3.5 Para cantoneiras sujeitas à força axial, onde o centro geométrico das soldas de ligação fica entre as linhas que passam pelo centro geométrico da seção transversal da cantoneira e pelo centro da aba conectada, os efeitos da excentricidade podem ser ignorados. Se o centro geométrico das soldas situar-se fora dessa zona, as tensões totais, incluindo aquelas devidas à excentricidade, devem ser incluídas no cálculo da faixa de variação de tensões.

K.4 Faixa admissível de variação de tensões

A faixa de variação de tensões não deve exceder os valores dados a seguir:

a) para as categorias de detalhe A, B, B', C, D, E e E', a faixa admissível de variação de tensões, σ_{SR}, em megapascal, deve ser determinada por:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327\, C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

onde:

C_f é a constante dada na Tabela K.1 para a categoria correspondente;

N é o número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura;

σ_{TH} é o limite admissível da faixa de variação de tensões, para um número infinito de ciclos de solicitação, dado na Tabela K.1, em megapascal.

b) para a categoria de detalhe F, a faixa admissível de variação de tensões, σ_{SR}, deve ser determinada por:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{11 \times 10^4\, C_f}{N} \right)^{0,167} \geq \sigma_{TH}$$

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

c) para elementos de chapa tracionados, ligados na extremidade por soldas de penetração total, soldas de penetração parcial, soldas de filete ou combinações das anteriores, dispostas transversalmente à direção das tensões, a faixa admissível de variação de tensões na seção transversal da chapa tracionada, na linha de transição entre o metal-base e a solda, deve ser determinada da seguinte forma:

— com base em início de fissuração a partir da linha de transição entre o metal-base e a solda, para categoria de detalhe C, pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{14{,}4 \times 10^{11}}{N}\right)^{0{,}333} \geq 68{,}9 \text{ MPa}$$

— com base em início de fissuração a partir da raiz da solda, no caso de soldas de penetração parcial, com ou sem soldas de filete de reforço ou de contorno, para categoria de detalhe C', pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = 1{,}72\, R_{PJP} \left(\frac{14{,}4 \times 10^{11}}{N}\right)^{0{,}333}$$

onde:

R_{PJP} é o fator de redução para soldas de penetração parcial, com ou sem filete de reforço (se $R_{PJP} = 1{,}0$, usar categoria de detalhe C), dado por:

$$R_{PJP} = \left[\frac{0{,}65 - 0{,}59\left(2a/t_p\right) + 0{,}72\left(w/t_p\right)}{t_p^{0{,}167}}\right] \leq 1{,}0$$

$2a$ é o comprimento da face não soldada da raiz na direção da espessura da chapa tracionada, em milímetros;

w é a dimensão da perna do filete de reforço ou de contorno, se existir, na direção da espessura da chapa tracionada, em milímetros;

t_p é a espessura da chapa tracionada, em milímetros.

— com base em início de fissuração a partir das raízes de um par de filetes de solda transversais, em lados opostos da chapa tracionada, para categoria de detalhe C", pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = 1{,}72\, R_{FIL} \left(\frac{14{,}4 \times 10^{11}}{N}\right)^{0{,}333}$$

onde:

R_{FIL} é o fator de redução para juntas constituídas apenas de um par de filetes de solda transversais (se $R_{FIL} = 1{,}0$, usar categoria de detalhe C), dado por

$$R_{FIL} = \left(\frac{0{,}06 + 0{,}72\, w/t_p}{t_p^{0{,}167}}\right) \leq 1{,}0$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

K.5 Parafusos e barras redondas rosqueadas

A faixa de variação de tensões não deve exceder a faixa admissível calculada como a seguir:

a) para ligações parafusadas sujeitas a corte nos parafusos, a faixa admissível de variação de tensões no material do elemento ligado é dada pela equação a seguir, onde C_f e σ_{TH} são dados na seção 2 da Tabela K.1:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327\,C_f}{N}\right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

b) para parafusos de alta resistência, parafusos comuns e barras redondas rosqueadas com rosca laminada, cortada ou usinada, a faixa de variação de tensões de tração na área líquida do parafuso ou da barra redonda rosqueada, proveniente de força axial e momento fletor, incluindo o efeito de alavanca, não deve exceder a faixa admissível dada pela seguinte equação:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327\,C_f}{N}\right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

O fator C_f deve ser tomado igual a $3{,}9\times10^8$ (como para a categoria E'). O limite σ_{TH} deve ser tomado igual a 48 MPa (como para a categoria D). A área efetiva deve ser determinada conforme 6.3.2.2.

Para juntas nas quais o material no interior da pega não seja limitado a aço ou juntas que não sejam pré-tensionadas conforme os requisitos da Tabela 15, a força axial e o momento fletor, incluindo o efeito de alavanca (se existir), devem ser considerados transmitidos exclusivamente pelos parafusos ou barras redondas rosqueadas.

Para juntas nas quais o material no interior da pega seja limitado a aço, pré-tensionadas conforme os requisitos da Tabela 15, permite-se uma análise da rigidez relativa das partes conectadas e dos parafusos para determinar a faixa de variação de tensões de tração nos parafusos pré-tensionados devida à força axial e ao momento fletor, incluindo o efeito de alavanca. Alternativamente, a faixa de variação de tensões nos parafusos pode ser considerada igual a 20 % da tensão na área líquida devida à força axial e ao momento fletor provenientes de todas as ações, permanentes e variáveis.

K.6 Requisitos especiais de fabricação e montagem

K.6.1 Permite-se que chapas de espera longitudinais sejam deixadas no local e, se usadas, devem ser contínuas. Se forem necessárias emendas nas chapas de espera em juntas longas, tais emendas devem ser feitas com solda de penetração total e o excesso de solda deve ser esmerilhado longitudinalmente antes do posicionamento da barra na junta.

K.6.2 Em juntas transversais sujeitas à tração, as chapas de espera, se usadas, devem ser removidas e é necessário fazer extração de raiz e contra-solda na junta.

K.6.3 Em juntas em T ou de canto, feitas com solda de penetração total, um filete de reforço não menor que 6 mm deve ser adicionado nos cantos reentrantes.

K.6.4 A rugosidade superficial de bordas cortadas a maçarico, sujeitas a faixas de variações de tensões significativas, não deve exceder 25 μm, usando-se como referência a ASME B46.1.

K.6.5 Cantos reentrantes em regiões de cortes, recortes e em aberturas para acesso de soldagem devem formar um raio não menor que 10 mm. Para isto deve ser feito um furo sub-broqueado ou subpuncionado com raio menor, usinado posteriormente até o raio final. Alternativamente, o raio pode ser obtido por corte a maçarico, devendo, nesse caso, esmerilhar-se a superfície do corte até o estado de metal brilhante.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

K.6.6 Para juntas transversais com soldas de penetração total, em regiões de tensões de tração elevadas, devem ser usados prolongadores para garantir que o término da solda ocorra fora da junta acabada. Os prolongadores devem ser removidos e a extremidade da solda deve ser esmerilhada até facear com a borda das peças ligadas. Limitadores nas extremidades da junta não devem ser usados.

K.6.7 Ver 6.2.6.2.6 para requisitos relativos a retornos em certas soldas de filete sujeitas a carregamentos cíclicos.

Tabela K.1 — Parâmetros de fadiga

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial de fissura
Seção 1 – Material-base afastado de qualquer solda				
1.1 Metal-base, exceto aços resistentes à corrosão atmosférica não pintados, com superfícies laminadas, sujeitas ou não à limpeza superficial. Bordas cortadas a maçarico com rugosidade superficial não superior a 25 μm, mas sem cantos reentrantes.	A	250×10^8	165	Afastado de qualquer solda ou ligação estrutural.
1.2 Metal-base de aço resistente à corrosão atmosférica não pintado, com superfícies laminadas, sujeitas ou não à limpeza superficial. Bordas cortadas a maçarico com rugosidade superficial não superior a 25 μm, mas sem cantos reentrantes.	B	120×10^8	110	Afastado de qualquer solda ou ligação estrutural.
1.3 Peças com furos broqueados ou alargados. Peças com cantos reentrantes em recortes ou outras descontinuidades geométricas obedecendo aos requisitos de K.6, exceto aberturas para acesso de soldagem.	B	120×10^8	110	Em qualquer borda externa ou perímetro de abertura.
1.4 Seções transversais laminadas com aberturas para acesso de soldagem obedecendo aos requisitos de 6.1.14 e K.6. Peças com furos broqueados ou alargados contendo parafusos para ligação de contraventamentos leves, com pequena solicitação.	C	44×10^8	69	Em cantos reentrantes de aberturas para acesso de soldagem ou qualquer furo pequeno (podendo conter parafusos para ligações pouco importantes).
Seção 2 - Materiais ligados em ligações parafusadas				
2.1 Seção bruta do metal-base em juntas por sobreposição com parafusos de alta resistência satisfazendo todos os requisitos aplicáveis a ligações por atrito.	B	120×10^8	110	Através da seção bruta próxima ao furo.
2.2 Metal-base na seção líquida em juntas com parafusos de alta resistência calculados com base em resistência por contato, porém, com fabricação e instalação atendendo a todos os requisitos aplicáveis a ligações por atrito.	B	120×10^8	110	Na seção líquida com origem na borda do furo.
2.3 Metal-base na seção líquida de outras ligações parafusadas, exceto chapas ligadas por pino.	D	22x108	48	Na seção líquida com origem na borda do furo.
2.4 Metal-base na seção líquida de chapas ligadas por pino.	E	11x108	31	Na seção líquida com origem na borda do furo.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.1 (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial de fissura
Seção 3 - Ligações soldadas dos componentes de barras compostas de chapas ou perfis				
3.1 Metal-base e metal da solda em barras sem acessórios, compostas de chapas ou perfis ligados por soldas longitudinais contínuas de penetração total, com extração de raiz e contra-solda, ou por soldas contínuas de filete.	B	120×10^8	110	A partir da superfície ou de descontinuidades internas da solda, em pontos afastados da extremidade da solda.
3.2 Metal-base e metal da solda em barras sem acessórios, compostas de chapas ou perfis ligados por soldas longitudinais contínuas de penetração total, com chapas de espera não removidas, ou por soldas contínuas de filete.	B'	61×10^8	83	A partir da superfície ou de descontinuidades internas da solda, incluindo a solda de ligação da chapa de espera.
3.3 Metal-base e metal da solda nas extremidades de soldas longitudinais das aberturas de acesso para soldagem em barras compostas.	D	22×10^8	48	A partir da extremidade da solda, penetrando na alma ou na mesa.
3.4 Metal-base nas extremidades de segmentos longitudinais de soldas intermitentes de filete.	E	11×10^8	31	No material ligado, em locais de começo e fim de deposição de solda.
3.5 Metal-base nas extremidades de lamelas soldadas de comprimento parcial, mais estreitas que a mesa, tendo extremidades esquadrejadas ou com redução gradual de largura, com ou sem soldas transversais nas extremidades, ou lamelas mais largas que a mesa com soldas transversais nas extremidades.				Na mesa junto ao pé da solda transversal da extremidade, na mesa junto ao término da solda longitudinal, ou ainda na borda da mesa com lamela mais larga.
Espessura da mesa $\leq$ 20 mm	E	11×10^8	31	
Espessura da mesa $>$ 20 mm	E'	$3{,}9 \times 10^8$	18	
3.6 Metal-base nas extremidades de lamelas soldadas de comprimento parcial, mais largas que a mesa, sem soldas transversais nas extremidades.	E'	$3{,}9 \times 10^8$	18	Na borda da mesa junto à extremidade da solda da lamela.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.1 (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial de fissura
Seção 4 - Ligações de extremidade com soldas de filete longitudinais				
4.1 Metal-base na junção de barras solicitadas axialmente com ligações de extremidade soldadas longitudinalmente. As soldas devem ficar de cada lado do eixo da barra, de forma a equilibrar as tensões na solda.				Iniciando a partir de qualquer extremidade de solda, estendendo-se no metal-base.
espessura ≤ 13 mm	E	11×10^8	31	
espessura > 13 mm	E'	$3{,}9 \times 10^8$	18	
Seção 5 - Ligações soldadas transversais à direção das tensões				
5.1 Metal-base e metal da solda em emendas de perfis laminados ou soldados de seção transversal similar, feitas com soldas de penetração total, devendo tais soldas ser niveladas com o metal-base por meio de esmerilhamento na direção das tensões aplicadas.	B	120×10^8	110	A partir de descontinuidades internas no metal da solda ou ao longo da face de fusão.
5.2 Metal-base e metal da solda em emendas com soldas de penetração total, havendo transições de largura ou de espessura com inclinação entre 8 % e 20 %; as soldas devem ser niveladas com o metal-base por meio de esmerilhamento na direção das tensões aplicadas.	B	120×10^8	110	A partir de descontinuidades internas no metal da solda ou ao longo da face de fusão.
5.3 Metal-base e metal da solda em emendas com soldas de penetração total, havendo transição de largura feita com raio igual ou superior a 600 mm, com o ponto de tangência na extremidade da solda de penetração; as soldas devem ser niveladas com o metal-base por meio de esmerilhamento na direção das tensões aplicadas.	B	120×10^8	110	A partir de descontinuidades internas no metal da solda ou ao longo da face de fusão.
5.4 Metal-base e metal da solda em emendas, juntas em T ou juntas de canto, com soldas de penetração total, havendo transição de espessura com inclinação entre 8 % e 20 %, ou sem transição de espessura, quando o excesso de solda não for removido.	C	44x108	69	A partir de descontinuidades superficiais na transição entre a solda e o metal-base, estendendo-se no metal-base, ou ao longo da face de fusão.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.1 (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial de fissura
5.5 Metal-base e metal da solda em ligações transversais de topo ou em T ou de canto, nas extremidades de elementos de chapa tracionados, feitas com soldas de penetração parcial, complementadas com solda de filete de reforço ou contorno; σ_{SR} deve ser o menor dos dois valores a seguir:				A partir de descontinuidades geométricas na transição entre a solda e o metal-base, estendendo-se no metal-base, ou a partir da raiz da solda sujeita à tração, estendendo-se através da solda.
Início de fissura a partir da transição entre a solda e o metal-base.	C	44×10^8	69	
Início de fissura na raiz da solda.	C'	$\sigma_{SR} = 1{,}72\, R_{PJP} \left(\frac{14{,}4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0{,}333}$	Não previsto.	
5.6 Metal-base e metal da solda em ligações transversais nas extremidades de elementos de chapa tracionados, feitas com dois filetes de solda em lados opostos da chapa; σ_{SR} deve ser o menor dos dois valores a seguir:				A partir de descontinuidades geométricas na transição entre a solda e o metal-base, estendendo-se no metal-base, ou a partir da raiz da solda sujeita à tração, estendendo-se através da solda.
Início de fissura a partir da transição entre a solda e o metal-base.	C	44×10^8	69	
Início de fissura na raiz da solda.	C"	$\sigma_{SR} = 1{,}72\, R_{FIL} \left(\frac{14{,}4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0{,}333}$	Não previsto.	
5.7 Metal-base em elementos de chapa tracionados e metal-base em almas ou mesas de vigas, no pé de filetes de solda adjacentes a enri-jecedores transversais soldados.	C	44×10^8	69	A partir de descontinuidades geométricas no pé do filete de solda, estendendo-se no metal-base.
Seção 6 - Metal-base em ligações transversais soldadas de barras				
6.1 Metal-base na ligação de um acessório feita com solda longitudinal de penetração total, sujeito a solicitação longitudinal, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R e a solda esmerilhada nos pontos terminais para obter concordância:				Próximo ao ponto de tangência na extremidade do acessório.
$R \geq 600$ mm	B	120×10^8	110	
$600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm	C	44×10^8	69	
$150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm	D	22×10^8	48	
$50 \text{ mm} > R$	E	11×10^8	31	

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.1 (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial de fissura
Seção 6 - Metal-base em ligações transversais soldadas de barras				
6.2 Metal-base na ligação de um acessório coplanar de mesma espessura, feita com solda longitudinal de penetração total sujeita à solicitação transversal, com ou sem solicitação longitudinal, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R e a solda esmerilhada nos pontos terminais para obter concordância:				
Quando o excesso de solda for removido:				
$R \geq 600$ mm	B	120×10^8	110	Próximo ao ponto de tangência na extremidade do acessório, ou ainda na solda, na face de fusão, no elemento principal ou no acessório.
$600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm	C	44×10^8	69	
$150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm	D	22×10^8	48	
$50 \text{ mm} > R$	E	11×10^8	31	
Quando o excesso de solda não for removido:				
$R \geq 600$ mm	C	120×10^8	110	Na transição entre a solda e o metal-base, podendo ser na borda da peça principal ou no acessório.
$600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm	C	44×10^8	69	
$150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm	D	22×10^8	48	
$50 \text{ mm} > R$	E	11×10^8	31	

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.1 (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial de fissura
6.3 Metal-base na ligação de um acessório coplanar de espessura diferente, feita com solda longitudinal de penetração total sujeita a solicitação transversal, com ou sem solicitação longitudinal, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R e a solda esmerilhada nos pontos terminais para obter concordância:				
Quando o excesso de solda for removido:				
$R > 50$ mm	D	22×10^8	48	Na transição entre a solda e o metal-base na borda do material menos espesso.
$R \leq 50$ mm	E	11×10^8	31	A partir da extremidade da solda.
Quando o excesso de solda não for removido:				
Qualquer raio	E	11×10^8	31	Na transição entre a solda e o metal-base na borda do material menos espesso.
6.4 Metal-base sujeito a tensões longitudinais junto a ligações de barras transversais, com ou sem tensões transversais, ligados por soldas longitudinais de filete ou de penetração parcial, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R e a solda esmerilhada nos pontos terminais para obter concordância:				Na extremidade da solda ou a partir da transição entre a solda e o metal-base, estendendo-se no metal-base ou no acessório.
$R > 50$ mm	D	22×10^8	48	
$R \leq 50$ mm	E	11×10^8	31	

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.1 (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial de fissura
Seção 7 - Metal-base junto a acessórios curtos				
7.1 Metal-base sujeito a solicitação longitudinal, junto a acessórios ligados por soldas longitudinais de penetração total, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R menor que 50 mm, com comprimento do acessório na direção longitudinal igual a a e altura normal à superfície da barra igual a b:				No metal-base, junto à extremidade da solda.
$a < 50$ mm	C	44×10^8	69	
50 mm $\leq 12\,b$ ou 100 mm	D	22×10^8	48	
$a > 12\,b$ ou 100 mm quando $b \leq 25$ mm	E	11×10^8	31	
$a > 12\,b$ ou 100 mm quando $b > 25$ mm	E'	$3{,}9 \times 10^8$	18	
7.2 Metal-base sujeito a tensões longitudinais junto a acessórios, com ou sem tensões transversais, ligados por soldas longitudinais de filete ou de penetração parcial, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R e a solda esmerilhada nos pontos terminais para obter concordância:				Na extremidade da solda, estendendo-se no metal-base.
$R > 50$ mm	D	22×10^8	48	
$R \leq 50$ mm	E	11×10^8	31	

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.1 (continuação)

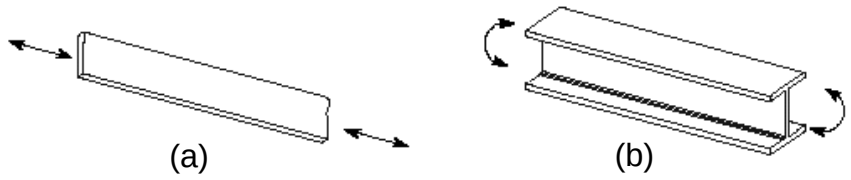
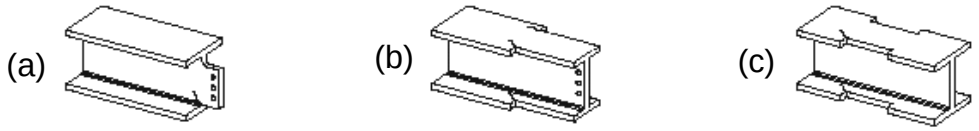
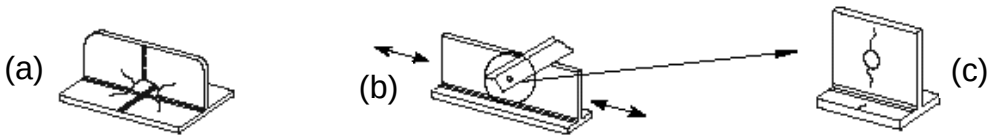
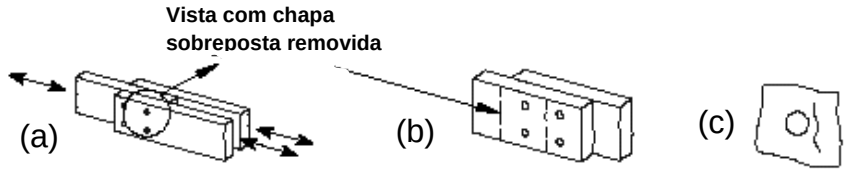
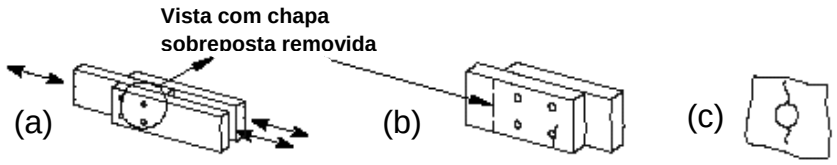
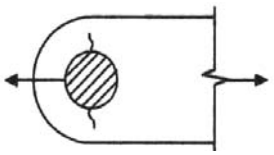
Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial de fissura
Seção 8 - Miscelânea				
8.1 Metal-base junto a conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, ligados por solda de filete ou eletrofusão.	C	44×10^8	69	Na transição entre a solda e o metal-base.
8.2 Cisalhamento na garganta de filetes de soldas transversais ou longitudinais contínuos ou intermitentes.	F	150×10^{10} $\sigma_{SR} = \left(\frac{11 \times 10^4 C_f}{N}\right)^{0,167} \geq \sigma_{TH}$	55	Na garganta da solda.
8.3 Metal-base junto a soldas de tampão em furos ou rasgos.	E	11×10^8	31	Na extremidade da solda no metal-base.
8.4 Cisalhamento em soldas de tampão em furos ou rasgos.	F	150×10^{10} $\sigma_{SR} = \left(\frac{11 \times 10^4 C_f}{N}\right)^{0,167} \geq \sigma_{TH}$	55	Na transição plana entre a solda e o metal-base.
8.5 Parafusos de alta resistência instalados sem protensão total, parafusos comuns e barras redondas rosqueadas com rosca laminada, cortada ou usinada. Faixa de variação das tensões de tração calculadas com base na área líquida, incluindo efeito de alavanca, quando aplicável.	E'	$3,9 \times 10^8$	48	Na raiz da rosca, estendendo-se pela seção líquida.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.2 – Detalhes construtivos relacionados aos parâmetros de fadiga

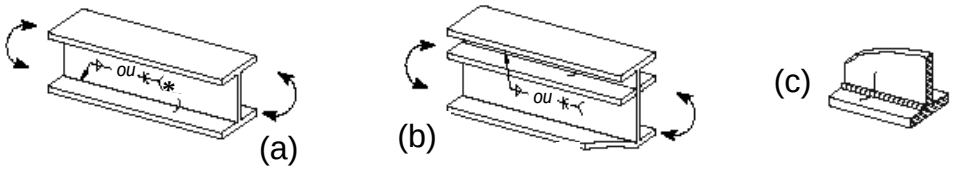
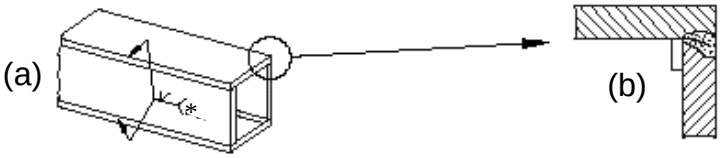
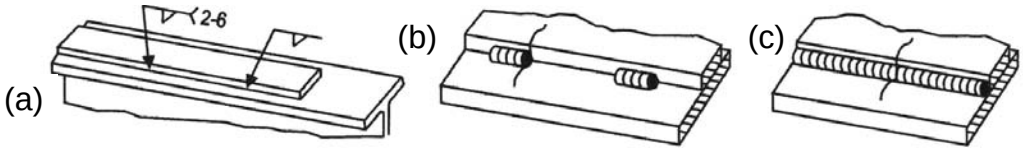
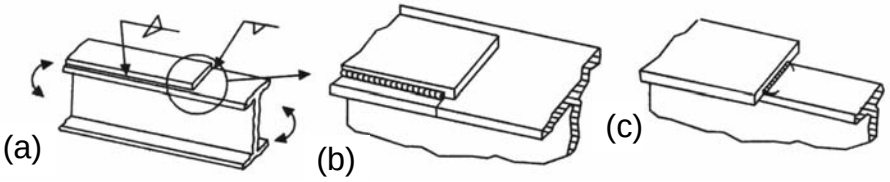
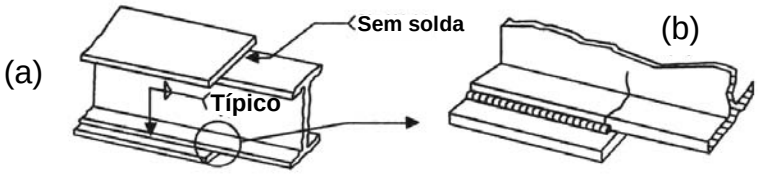
Seção 1 – Material-base afastado de qualquer solda
1.1 e 1.2 
1.3 
1.4 
Seção 2 - Materiais ligados em ligações parafusadas
2.1 
2.2 
2.3
2.4 

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.2 (continuação)

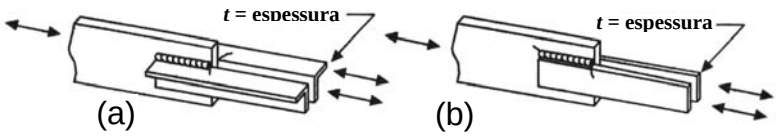
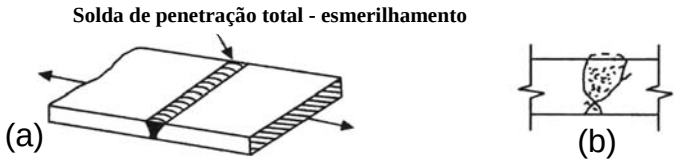
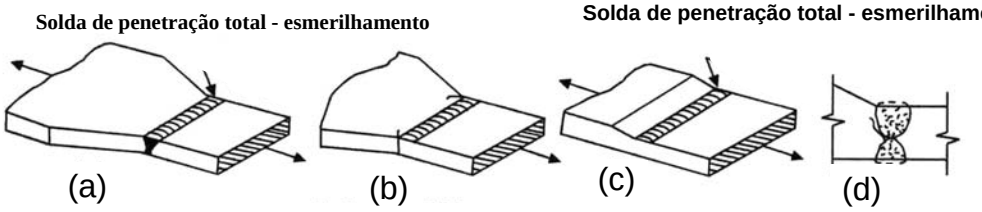
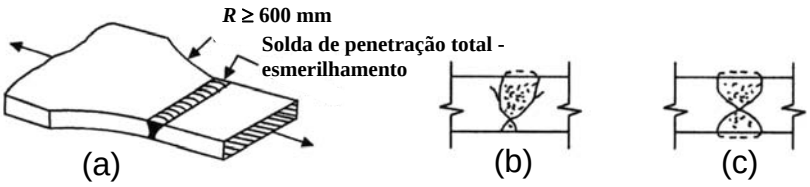
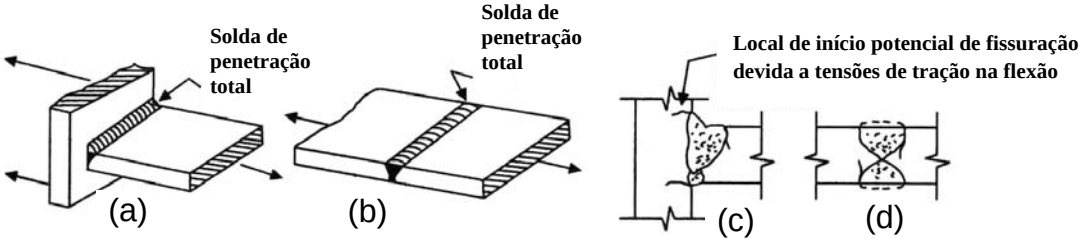
Seção 3 - Ligações soldadas dos componentes de barras compostas de chapas ou perfis
3.1  * Solda de penetração total
3.2  * Solda de penetração total
3.3
3.4 
3.5 
3.6 

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.2 (continuação)

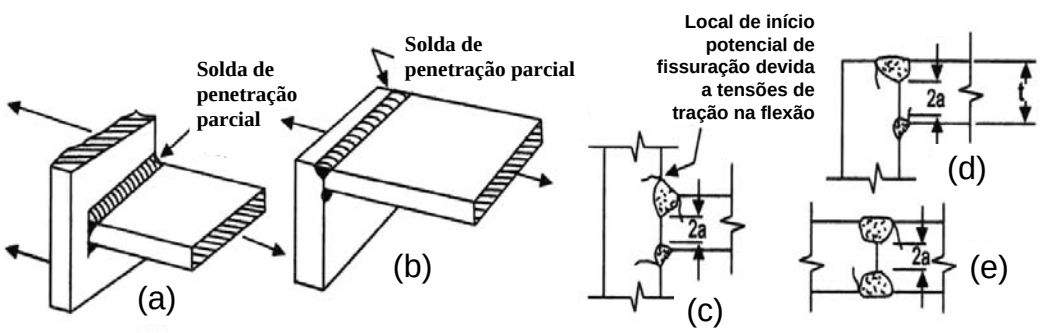
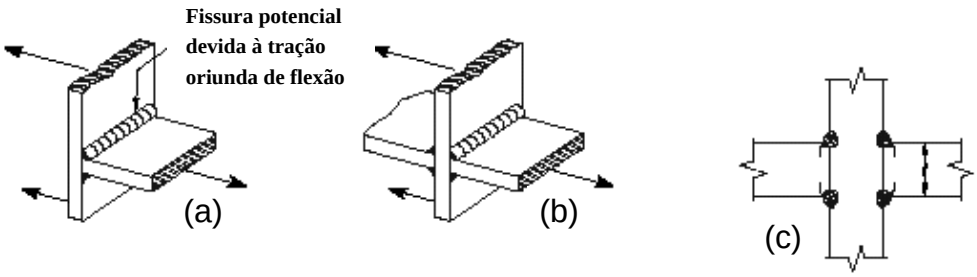
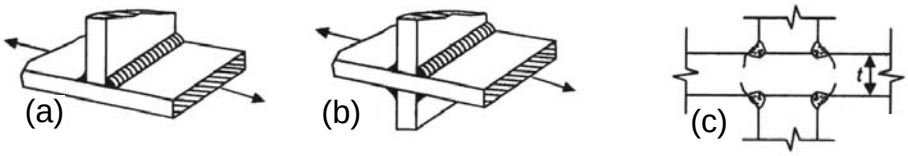
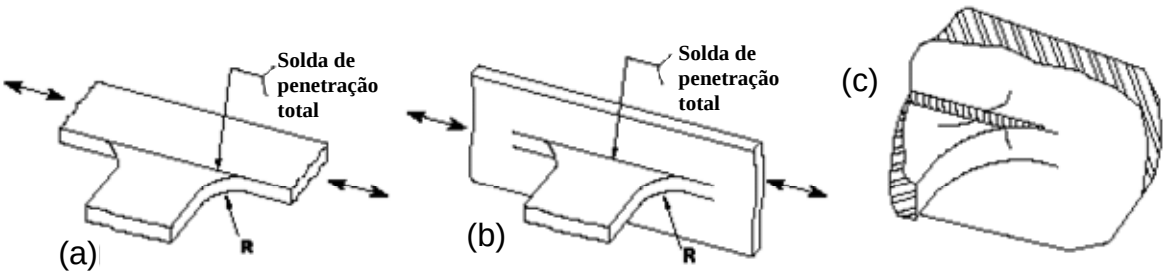
Seção 4 - Ligações de extremidade com soldas de filete longitudinais
4.1 
Seção 5 - Ligações soldadas transversais à direção das tensões
5.1 
5.2 
5.3 
5.4 

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.2 (continuação)

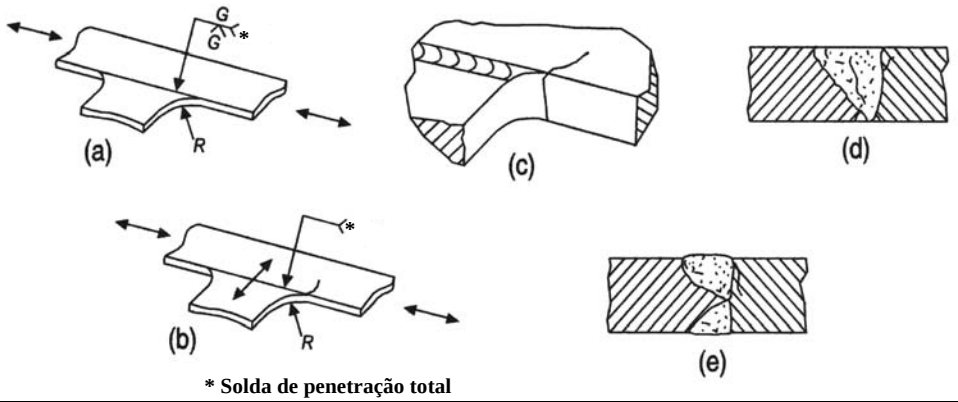
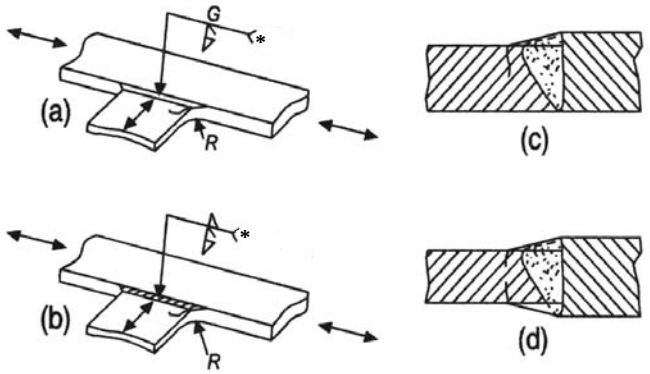
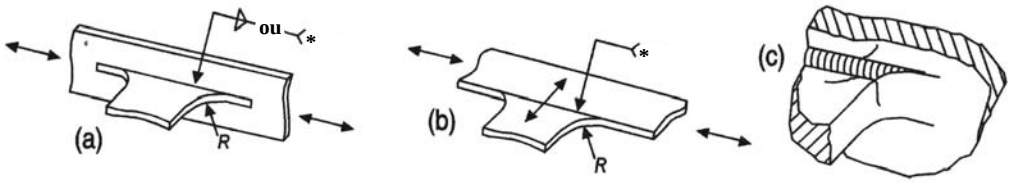
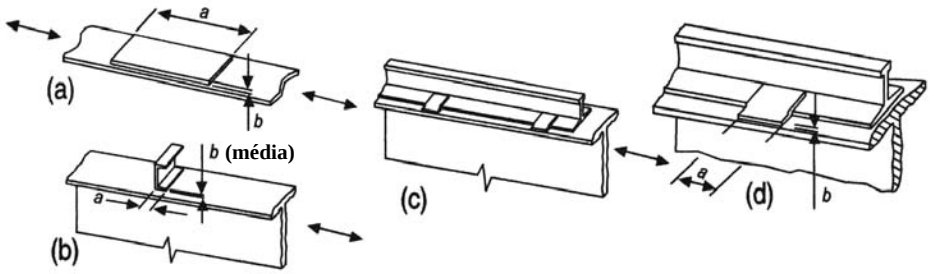
Seção 5 - Ligações soldadas transversais à direção das tensões (continuação)
5.5 
5.6 
5.7 
Seção 6 - Metal-base em ligações transversais soldadas de barras
6.1 

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.2 (continuação)

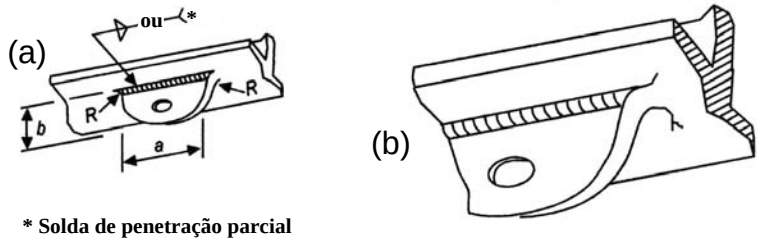
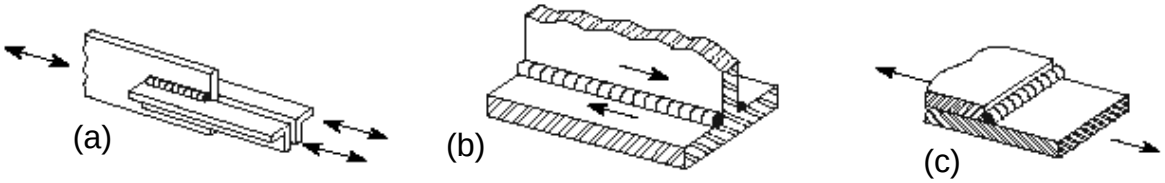
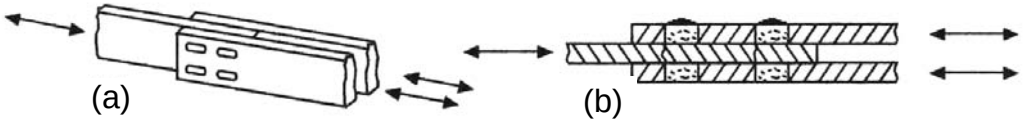
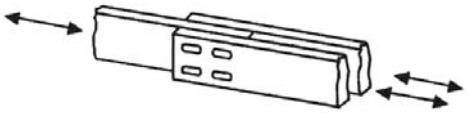
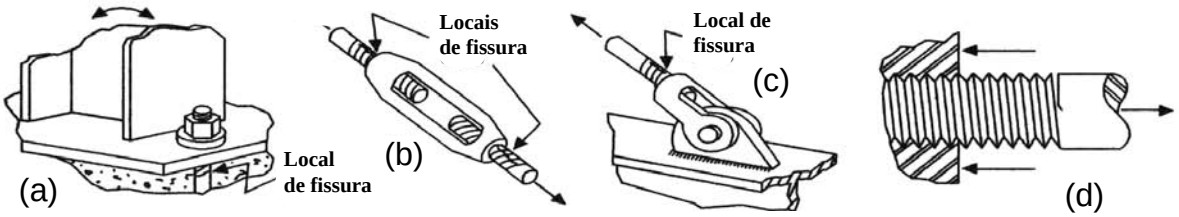
Seção 6 - Metal-base em ligações transversais soldadas de barras (continuação)
6.2 
6.3 
6.4 
Seção 7 - Metal-base junto a acessórios curtos
7.1 

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela K.2 (continuação)

Seção 7 - Metal-base junto a acessórios curtos (continuação)
7.2 
Seção 8 - Miscelânea
8.1
8.2 
8.3 
8.4 
8.5 

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo L
(normativo)

Vibrações em pisos

L.1 Considerações gerais

L.1.1 O uso de estruturas de pisos com vãos grandes e amortecimento reduzido pode resultar em vibrações que causem desconforto durante as atividades humanas normais ou causar prejuízo ao funcionamento de equipamentos. Para esse estado-limite de serviço, devem-se utilizar as combinações freqüentes de serviço, dadas em 4.7.7.3.3.

L.1.2 Em nenhum caso a freqüência natural da estrutura do piso pode ser inferior a 3 Hz.

L.2 Avaliação precisa

O problema da vibração em pisos deve ser considerado no projeto da estrutura por meio de análise dinâmica, levando-se em conta pelo menos:

b) as características e a natureza das excitações dinâmicas, como, por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas;

c) os critérios de aceitação para conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso;

d) a freqüência natural da estrutura do piso;

e) a razão de amortecimento modal;

f) os pesos efetivos do piso.

Procedimentos para uma avaliação considerada precisa da questão podem ser encontrados em S.4.

L.3 Avaliação simplificada para as atividades humanas normais

L.3.1 As regras constantes em L.3.2 e L.3.3 são uma avaliação simplificada da questão da vibração em pisos causada pelas atividades humanas normais. A opção por esse tipo de avaliação fica a critério do projetista e pode não constituir uma solução adequada para o problema.

L.3.2 Nos pisos em que as pessoas caminham regularmente, como os de residências e escritórios, a menor freqüência natural não pode ser inferior a 4 Hz. Essa condição fica satisfeita se o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações freqüentes de serviço, dadas em 4.7.7.3.3, não superar 20 mm.

L.3.3 Nos pisos em que as pessoas saltam ou dançam de forma rítmica, como os de academias de ginástica, salões de dança, ginásios e estádios de esportes, a menor freqüência natural não pode ser inferior a 6 Hz, devendo ser aumentada para 8 Hz caso a atividade seja muito repetitiva, como ginástica aeróbica. Essas condições ficam satisfeitas, respectivamente, se o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações freqüentes de serviço, dadas em 4.7.7.3.3, não superar 9 mm e 5 mm.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo M
(normativo)

Vibrações devidas ao vento

M.1 O movimento causado pelo vento em estruturas de edifícios de andares múltiplos ou outras estruturas similares pode gerar desconforto aos usuários, a não ser que sejam tomadas medidas corretivas na fase de projeto. A principal fonte de desconforto é a aceleração lateral, embora o ruído (ranger da estrutura e assobio do vento) e os efeitos visuais possam também causar sensação desagradável.

M.2 Para uma dada velocidade e direção do vento, o movimento de um edifício, que inclui vibração paralela e perpendicular à direção do vento e torção, pode ser determinado usando a ABNT NBR 6123 ou, quando esta não for aplicável, por análise racional. O movimento pode ainda ser determinado de forma bastante precisa por ensaios em túnel de vento.

M.3 Nos casos onde o movimento causado pelo vento for significativo, conforme constatação durante o projeto, devem ser aventadas as seguintes providências:

a) esclarecimento aos usuários que, embora ventos de alta velocidade possam provocar movimentos, o edifício é seguro;

b) minimização de ruídos, por exemplo, por meio de detalhamento das ligações, de modo a evitar o ranger da estrutura e do projeto das guias de elevadores, de modo a evitar “raspagem” devida ao deslocamento lateral;

c) minimização da torção, usando arranjo simétrico, contraventamento ou paredes externas estruturais (conceito de estrutura tubular);

d) possível introdução de amortecimento mecânico para reduzir a vibração causada pelo vento.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo N
(normativo)

Durabilidade de componentes de aço frente à corrosão

N.1 Generalidades

A proteção do aço contra corrosão atmosférica, fenômeno que ocorre na presença simultânea de água e oxigênio, visa assegurar sua durabilidade e a manutenção da sua estética durante o período de vida útil.

Diversos tipos de proteção são disponíveis e sua escolha depende de fatores técnicos e econômicos.

Uma corrosão significativa do aço acontece somente quando a umidade relativa do ar for superior a 80 % e em temperaturas superiores a 0 °C. Entretanto, se agentes poluentes ou sais higroscópicos estiverem presentes, a corrosão pode ocorrer em umidades relativas inferiores.

A localização do elemento constituinte da estrutura também influencia a corrosão. Em estruturas externas (isto é, aquelas expostas diretamente à atmosfera), parâmetros climáticos, tais como a quantidade de chuva, o nível de insolação e a quantidade de poluentes na forma de gases ou aerossóis, afetam a corrosão. Em ambientes internos, como aqueles encontrados dentro de uma edificação, o efeito dos parâmetros climáticos e dos poluentes é muito reduzido ou mesmo inexistente. Em alguns casos, como, por exemplo, nos edifícios comerciais e de escritório, o condicionamento ambiental para o conforto humano (ventilação, aquecimento e refrigeração) faz com que a umidade do ar dificilmente supere 70 % e raramente ocorra condensação. De maneira geral não é necessária proteção anticorrosiva em estruturas internas envolvidas por materiais de acabamento ou em contato com o concreto ou com materiais de proteção contra fogo. Quando envolvido de maneira hermética, o aço fica submetido a um ambiente controlado e os produtos necessários para que ocorra a corrosão são rapidamente consumidos. Situações similares ocorrem quando o aço recebe proteção contra fogo ou quando em contato com o concreto. No entanto, caso haja locais em que seja provável uma velocidade elevada de corrosão devido à pouca ventilação ou à presença de alta umidade ou à possibilidade de condensação, deve ser especificado um sistema adequado de proteção anticorrosiva para os elementos estruturais que se encontram nesses locais.

Para que se possa fazer uma estimativa da suscetibilidade de uma estrutura quanto à corrosão, tornando possível a escolha de um sistema de proteção mais adequado ao ambiente, deve-se avaliar o ambiente local e seu microclima.

N.2 Classificação dos ambientes

Os ambientes podem ser classificados em seis categorias de corrosividade:

a) C1: muito baixa;

b) C2: baixa;

c) C3: média;

d) C4: alta;

e) C5-I: muito alta (industrial);

f) C5-M: muito alta (marinha).

Para a determinação da categoria, recomenda-se a exposição de espécimes de monitoramento. A Tabela N.1 define as categorias de corrosividade em termos de perda de massa ou de espessura para espécimes-padrão feitos em aço de baixo carbono ou zinco após o primeiro ano de exposição. Para detalhes a respeito da constituição de tais espécimes-padrão, e sobre o tratamento destes espécimes antes e após a exposição, deve ser seguida a ISO 9226.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Nos casos mais comuns, não é prática (nem econômica) a alocação de espécimes-padrão no ambiente, podendo-se estimar a categoria de corrosividade por simples analogia com os exemplos típicos fornecidos na Tabela N.1. Os exemplos são ilustrativos, mas atendem a uma grande variedade de situações práticas.

Para informações complementares, recomenda-se o uso das ISO 9223 e ISO 12944 (Partes 1 a 8), e ainda da publicação citada na alínea a) de S.5.

Tabela N.1 — Categorias de corrosividade atmosférica e exemplos de ambientes

Categoria de corrosividade	Perda de massa por unidade de superfície/perda de espessura (após um ano de exposição)				Exemplos de ambientes típicos	
	Aço baixo-carbono		Zinco			
	Perda de massa g/m²	Perda de espessura µm	Perda de massa g/m²	Perda de espessura µm	Exterior	Interior
C1 Muito baixa	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1	-	Edificações condicionadas para o conforto humano (residências, escritórios, lojas, escolas, hotéis)
C2 Baixa	> 10 a 200	> 1,3 a 25	> 0,7 a 5	> 0,1 a 0,7	Atmosferas com baixo nível de poluição. A maior parte das áreas rurais	Edificações onde a condensação é possível, como armazéns e ginásios cobertos
C3 Média	> 200 a 400	> 25 a 50	> 5 a 15	> 0,7 a 2,1	Atmosferas urbanas e industriais com poluição moderada por dióxido de enxofre. Áreas costeiras de baixa salinidade	Ambientes industriais com alta umidade e alguma poluição atmosférica, como lavanderias, cervejarias e laticínios
C4 Alta	> 400 a 650	> 50 a 80	>15 a 30	> 2,1 a 4,2	Áreas industriais e costeiras com salinidade moderada	Ambientes como indústrias químicas e coberturas de piscinas
C5-I Muito alta (industrial)	> 650 a 1500	> 80 a 200	>30 a 60	> 4,2 a 8,4	Áreas industriais com alta umidade e atmosfera agressiva	Edificações ou áreas com condensação quase que permanente e com alta poluição
C5-M Muito alta (marinha)	> 650 a 1500	> 80 a 200	>30 a 60	> 4,2 a 8,4	Áreas costeiras e *offshore* com alta salinidade	Edificações ou áreas com condensação quase que permanente e com alta poluição

N.3 Escolha do sistema de proteção

A escolha de um sistema adequado de proteção anticorrosiva não é uma tarefa simples, devido à grande diversidade de sistemas disponíveis e às condições em que vão ser aplicados. O principal fator determinante nessa escolha é o tipo de ambiente em que a estrutura se encontra, devendo-se levar em conta também a durabilidade, a aparência e a necessidade de se minimizarem manutenções futuras e custos.

Orientações para a escolha do sistema de proteção podem ser obtidas nas alíneas a) e b) de S.5.

Nas situações em que a estrutura não necessite de proteção anticorrosiva adicional (ver N.1), ou seja, que possa ser deixada sem pintura, o aço necessita apenas ser limpo de graxa e óleo, por meio de solventes, e de sujeira ou outros contaminantes por meio de escovação ou outros meios adequados após a fabricação da estrutura.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

N.4 Cuidados no projeto da estrutura

N.4.1 Introdução

Nesta subseção são tratados os critérios básicos de detalhes de projeto de estruturas metálicas, de modo a se evitar a corrosão prematura da estrutura, e fornecidos exemplos de detalhamentos apropriados, indicando como podem ser evitados problemas de aplicação, inspeção e manutenção de um sistema de pintura. Para informações complementares, recomenda-se o uso da ISO 12944-3.

O projeto das estruturas de aço deve ser feito de modo a facilitar o preparo de superfície, a pintura, a inspeção e a manutenção. A forma de uma estrutura pode influenciar sua suscetibilidade à corrosão. Assim, as estruturas devem ser projetadas de modo a não permitir que a corrosão possa se estabelecer em locais específicos, mais suscetíveis ao ataque corrosivo e, a partir daí, se espalhar para outras partes da estrutura. Recomenda-se, desse modo, que os projetistas considerem o tipo de proteção anticorrosiva já no início do projeto.

As estruturas destinadas à galvanização a quente devem ser projetadas de acordo com os requisitos das ISO 1461 e ISO 14713.

N.4.2 Acessibilidade

Os componentes de aço devem ser projetados para acessibilidade, com a finalidade da aplicação, inspeção e manutenção do sistema de pintura. Isto pode ser facilitado, por exemplo, pela instalação de passarelas para vistoria e plataformas.

Todas as superfícies da estrutura que serão pintadas devem ser visíveis e acessíveis por meios seguros. As pessoas envolvidas no preparo de superfície, pintura e inspeção devem estar aptas a se moverem de modo seguro por todas as partes da estrutura, em condições de boa iluminação.

As superfícies que serão tratadas devem ser acessíveis para permitir ao operador espaço suficiente para o trabalho.

Atenção especial deve ser dada para garantir o acesso em caixas e tanques. As aberturas devem ser de tamanho suficiente para garantir o acesso seguro para os operadores e seu equipamento, incluindo equipamentos de segurança. Adicionalmente, devem existir aberturas de ventilação suplementares com dimensões e em locais adequados, para permitir a aplicação do sistema de proteção escolhido.

Componentes que estiverem sob risco de corrosão muito severa e forem inacessíveis após a montagem devem possuir um sistema de revestimento protetor efetivo por toda a vida útil da estrutura. Alternativamente, uma sobreespessura metálica pode ser considerada.

N.4.3 Tratamento de frestas

Frestas estreitas e juntas sobrepostas são pontos potenciais para o ataque corrosivo, devido à retenção de umidade e sujeira, incluindo abrasivos utilizados no preparo da superfície. A corrosão potencial nesses locais pode ser evitada pela selagem. Na maior parte dos ambientes corrosivos, a fresta pode ser preenchida com um calço de aço que se projeta do perfil e é soldado em toda sua volta. Superfícies de acoplamento podem ser seladas por solda contínua, para evitar o armazenamento de abrasivos e penetração de umidade.

A Figura N.1 apresenta alguns exemplos que ilustram os princípios de tratamento de frestas, não devendo ser entendidos como restrição ou recomendação dos detalhes.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

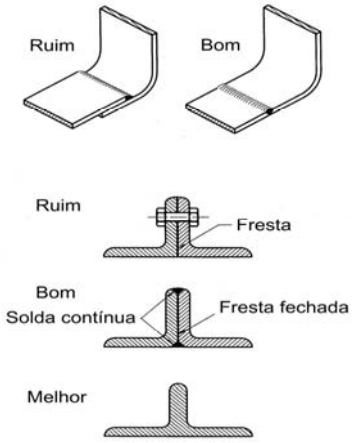


Figura N.1 — Tratamento de frestas

As soldas devem ser contínuas, sempre que possível, podendo-se utilizar soldas intermitentes somente quando o risco de corrosão for pequeno.

Atenção especial deve ser dada aos pontos de transição do concreto ao aço, particularmente no caso de estruturas sujeitas a condições severas de corrosão (Figura N.2).

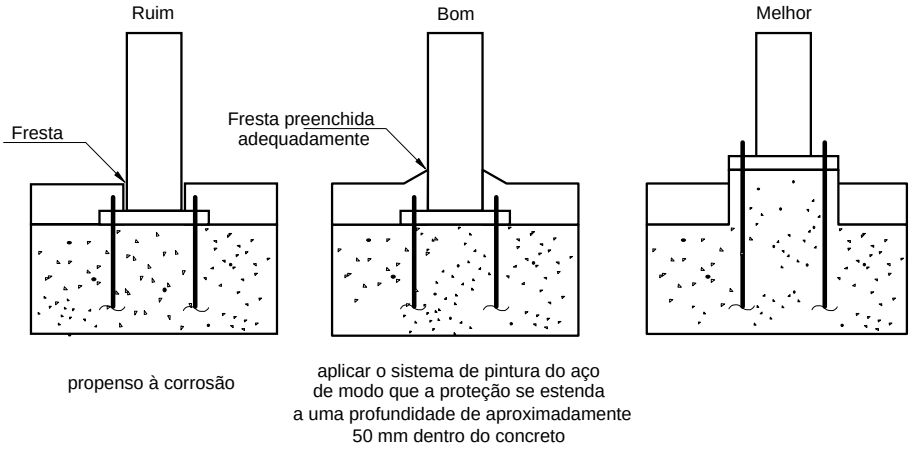


Figura N.2 — Transição entre aço e concreto

N.4.4 Precauções para prevenir a retenção de água e sujeira

Configurações geométricas superficiais, onde a água possa ficar acumulada e, em presença de matéria estranha, aumentar a tendência à corrosão, deve ser evitadas. O projetista deve ainda estar consciente de possíveis efeitos secundários, como, por exemplo, produtos de corrosão do aço carbono depositados sobre aços inoxidáveis (austenítico ou ferríticos) podem resultar na corrosão destes aços. As principais precauções, neste caso, são as seguintes:

a) projetar superfícies inclinadas ou chanfradas;

b) eliminar seções abertas no topo, ou seu arranjo em posição inclinada;

c) eliminar “bolsas” e recessos, onde a água e a sujeira possam ficar retidas;

d) permitir a drenagem da água e de líquidos corrosivos para fora da estrutura.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

A Figura N.3 apresenta exemplos para ilustrar algumas dessas precauções, não devendo ser entendidas como restrição ou recomendação dos detalhes.

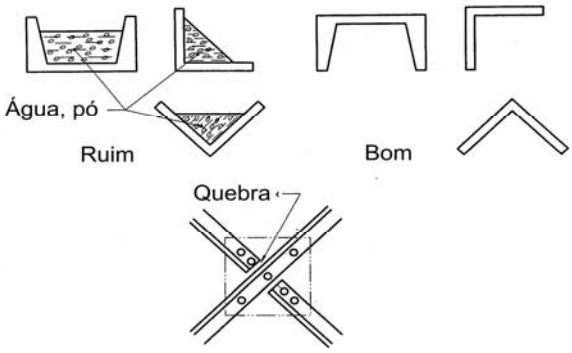


Figura N.3 – Posições para evitar pontos de acúmulo de água e sujeira

N.4.5 Tratamento de seções fechadas ou tubulares

Componentes tubulares abertos, quando expostos à umidade condensada, devem ser fornecidos com aberturas de dreno e protegidos efetivamente da corrosão.

Componentes tubulares selados devem ser impermeáveis ao ar e à umidade. Para essa finalidade, suas bordas devem ser seladas por meio de solda contínua, tomando-se os devidos cuidados para garantir que a água não fique retida.

É particularmente importante prevenir o risco de explosões durante a galvanização de componentes hermeticamente fechados; para tal devem ser obedecidas as prescrições das ISO 1461 e ISO 14713.

N.4.6 Prevenção da corrosão galvânica

Quando uma junção elétrica acontece entre duas ligas de diferentes potenciais eletroquímicos em condição de exposição contínua ou periódica à umidade (eletrólito), uma aceleração da velocidade de corrosão da liga menos nobre pode acontecer. A formação desse par galvânico também acelera a velocidade de corrosão do metal menos nobre do par. A velocidade de corrosão depende, entre outros fatores, da diferença de potencial existente entre os dois metais conectados, de suas áreas relativas e da natureza e período de ação do eletrólito.

Assim, cuidados devem ser tomados quando se unem componentes metálicos menos nobres (isto é, mais eletronegativos) a componentes metálicos mais nobres. Atenção particular deve ser dada onde componentes metálicos menos nobres possuam uma pequena área superficial em comparação com aquela dos componentes metálicos mais nobres. Não existe objeção ao uso, em condições menos severas, de parafusos (e porcas e arruelas) de pequena área superficial feitos com aços inoxidáveis em componentes feitos com ligas menos nobres.

Se o projeto for tal que, em atmosferas agressivas, o acoplamento galvânico não possa ser evitado, o contato elétrico entre as superfícies deve ser desfeito, por exemplo, por meio da isolação elétrica (uso de dielétricos, como polímeros orgânicos), ou ainda por meio da pintura das superfícies de ambas as ligas. Se somente for possível pintar uma das ligas adjacentes à junção, a pintura deve ser aplicada no componente mais nobre.

Alternativamente, pode ser considerada a possibilidade de se utilizar proteção catódica.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo O
(normativo)

Vigas mistas de aço e concreto

O.1 Generalidades

O.1.1 Escopo e esclarecimentos

O.1.1.1 Este Anexo trata do dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto que consistem em um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I (outros perfis, como caixão ou tubular retangular, podem ser usados, desde que sejam feitas as devidas adaptações nas prescrições apresentadas) ou uma treliça, com uma laje de concreto acima de sua face superior. Os tipos de laje previstos são: maciça moldada no local, mista (conforme Anexo Q) e com pré-laje de concreto pré-moldada. Deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje, de tal forma que ambos funcionem como um conjunto para resistir à flexão. Em qualquer situação, a flexão ocorrerá no plano que passa pelos centros geométricos das mesas ou dos banzos superior e inferior do componente de aço.

O dimensionamento das lajes mistas deve ser feito de acordo com o Anexo Q. No caso de lajes maciças e com pré-laje de concreto pré-moldada, o dimensionamento deve obedecer às prescrições da ABNT NBR 6118 e das normas de lajes específicas (ABNT NBR 14859, Partes 1 e 2, e ABNT NBR 14860, Partes 1 e 2, conforme o caso), cumprindo ainda as exigências deste Anexo.

O.1.1.2 A este Anexo são aplicáveis os seguintes esclarecimentos e exigências:

a) no caso de o componente de aço da viga mista ser um perfil I, a viga recebe a denominação de viga mista de aço e concreto de alma cheia, e no caso de ser uma treliça, de treliça mista de aço e concreto;

b) as vigas mistas de aço e concreto de alma cheia podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. As biapoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas. As contínuas são aquelas em que o perfil de aço e a armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos. As semicontínuas são aquelas em que o perfil de aço não tem continuidade total nos apoios internos, ou seja, que possuem ligação de resistência parcial (ver Anexo R);

c) as vigas mistas de aço e concreto de alma cheia biapoiadas devem ter relação entre a altura e a espessura da alma (h/t_w) inferior ou igual a $5{,}7\sqrt{E/f_y}$. Se h/t_w for inferior ou igual a $3{,}76\sqrt{E/f_y}$, essas vigas são compactas e podem ser dimensionadas usando as propriedades plásticas da seção mista (ver O.2.3.1.1). Se h/t_w superar $3{,}76\sqrt{E/f_y}$, as vigas devem ser dimensionadas usando as propriedades elásticas da seção mista (ver O.2.3.1.2). Na relação entre altura e espessura da alma (h/t_w) citada aqui e em O.2.3, a altura h é definida como a distância entre faces internas das mesas nos perfis soldados e como esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados;

d) as vigas mistas de aço e concreto de alma cheia contínuas e semicontínuas devem possuir ligação mista. Se h_p/t_w for inferior ou igual a $3{,}76\sqrt{E/f_y}$ e b_f/t_f for inferior ou igual a $0{,}38\sqrt{E/f_y}$ (ver 5.1.1.2.4), essas vigas são compactas e os esforços internos podem ser determinados por análise rígido-plástica (ver 4.9.2 e 4.10). O termo h_p deve ser tomado como o dobro da altura da parte comprimida da alma (subtraído de duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados), com a posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo. Permite-se que vigas sujeitas a momento negativo nas extremidades sejam tratadas como mistas apenas na região de momento positivo;

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

e) as treliças mistas de aço e concreto devem ser biapoiadas;

f) a interação entre o aço e o concreto é completa, na região de momento positivo, se os conectores situados nessa região tiverem resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o que for menor. A interação é parcial caso a resistência de cálculo dos conectores seja inferior às duas resistências mencionadas;

g) as vigas mistas podem ser escoradas ou não-escoradas durante a construção. Para os efeitos desta Norma, somente são consideradas escoradas as vigas mistas nas quais o componente de aço permanece praticamente sem solicitação até a retirada do escoramento, que deve ser feita após o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada;

h) as treliças mistas de aço e concreto devem atender aos seguintes requisitos:

— interação completa com a laje de concreto;

— linha neutra situada na laje de concreto;

— área do banzo superior desprezada nas determinações do momento fletor resistente de cálculo positivo e da flecha;

— resistência dos conectores de cisalhamento baseada na resistência do banzo inferior (em conseqüência dos requisitos anteriores);

i) para vigas mistas de alma cheia com aberturas na alma, ver o Anexo I.

O.1.1.3 Neste Anexo, a maioria das expressões é apresentada em termos das resistências de cálculo dos materiais, quais sejam:

— para o aço dos perfis: $f_{yd} = \dfrac{f_y}{\gamma_{a1}}$

— para o aço da fôrma de aço incorporada: $f_{yFd} = \dfrac{f_{yF}}{\gamma_{a1}}$

— para o concreto: $f_{cd} = \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c}$

— para o aço das barras de armadura: $f_{sd} = \dfrac{f_{ys}}{\gamma_s}$

onde f_y, f_{yF} e f_{ys} são, respectivamente, as resistências ao escoamento do aço dos perfis, da fôrma de aço incorporada e das armaduras, f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto e γ_{a1}, γ_c e γ_s são os coeficientes de ponderação da resistência dos materiais, dados em 4.8.2.

O.1.2 Determinação dos deslocamentos

O.1.2.1 Seção homogeneizada e efeitos de longa duração do concreto

As propriedades geométricas da seção mista devem ser obtidas por meio da homogeneização teórica da seção formada pelo componente de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva, dividindo essa largura pela razão modular $\alpha_E = E/E_c$, sendo E e E_c os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente, ignorando-se a participação do concreto na zona tracionada. A posição da linha neutra deve ser obtida admitindo distribuição de tensões linear na seção homogeneizada.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Os efeitos de longa duração (fluência e retração do concreto) devem ser levados em conta utilizando-se a ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, o Eurocode 2 Part 1-1 para concreto de baixa densidade. Estes efeitos podem também, simplificadamente, ser considerados multiplicando-se a razão modular por 3 para a determinação dos deslocamentos provenientes das ações permanentes e dos valores quase permanentes das ações variáveis.

O.1.2.2 Momento de inércia efetivo

O.1.2.2.1 Nas vigas mistas de alma cheia, nas regiões de momentos positivos, o momento de inércia efetivo é dado por:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}}\left(I_{tr} - I_a\right)$$

onde:

I_a é o momento de inércia da seção do perfil de aço isolado;

I_{tr} é o momento de inércia da seção mista homogeneizada, conforme O.1.2.1;

$\sum Q_{Rd}$ e F_{hd} são definidos respectivamente em O.2.3.1.1.1 e O.2.3.1.1.2.

Nas regiões de momentos negativos, nas vigas mistas contínuas e semicontínuas, o momento de inércia efetivo é dado pela seção transversal formada pelo perfil de aço mais a armadura longitudinal contida na largura efetiva da laje de concreto (ver O.2.2.2).

O.1.2.2.2 Nas treliças mistas, caso não se faça uma análise mais precisa, podem-se adotar as seguintes regras para obtenção do momento de inércia efetivo:

a) para as ações atuantes antes de o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada, tomar o momento de inércia da seção formada pelas cordas inferior e superior da treliça de aço (I_{trel}), reduzido em 15 % para levar em conta o efeito das deformações por cisalhamento, ou seja:

$$I_{ef} = 0{,}85\ I_{trel}$$

b) para as ações atuantes após o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada, tomar o momento de inércia da seção mista homogeneizada, conforme O.1.2.1, formada pela corda inferior da treliça de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva (I_{tm}), reduzido em 15 % do momento de inércia da seção formada pelas cordas inferior e superior da treliça de aço (I_{trel}), para levar em conta o efeito das deformações por cisalhamento, ou seja:

$$I_{ef} = I_{tm} - 0{,}15\ I_{trel}$$

O.1.2.3 Deslocamentos

Para o cálculo dos deslocamentos, deve ser feita uma análise elástica, tomando-se os momentos de inércia efetivos como descrito em O.1.2.2.

Para as ligações mistas em vigas semicontínuas pode ser usada uma mola de rotação, representando a ligação, cuja rigidez, C, é dada em R.3.1, inserida no sistema conforme Figura O.1 (nesta Figura, a rigidez da ligação C é representada por C_{ij}, e C_i e C_j são as rigidezes das ligações associadas aos tramos à esquerda e à direita).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

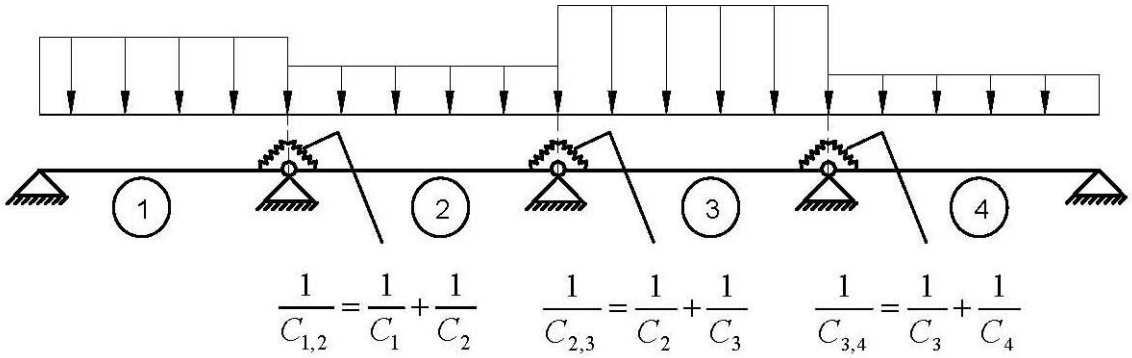


Figura O.1 – Sistema para análise elástica de vigas mistas de alma cheia

Para aplicação da análise elástica é necessário comprovar que a tensão máxima causada pelas ações de serviço não atinja a resistência ao escoamento do aço do perfil, nem do aço da armadura no caso de vigas contínuas ou semicontínuas. A tensão atuante deve ser calculada com base nas propriedades elásticas da seção, levando-se em conta de forma apropriada os comportamentos antes e após o endurecimento do concreto, usando-se combinações raras de serviço. No caso de interação parcial, na região de momentos positivos, pode-se utilizar o valor de W_{ef} da viga mista determinado conforme O.2.3.1.2b).

O.1.3 Armadura da laje

O.1.3.1 As lajes devem ser adequadamente armadas para resistir a todas as solicitações de cálculo e para trabalhar como parte integrante da viga mista, de acordo com o Anexo Q ou levando-se em conta o comportamento como placa de acordo com a ABNT NBR 6118, o que for aplicável. Caso seja usado concreto de baixa densidade, devem ser feitas as devidas adaptações, obedecendo-se, na ausência de Norma Brasileira aplicável, às prescrições do Eurocode 2 Part 1-1.

O.1.3.2 A armadura das lajes deve ser adequadamente disposta, de forma a atender às especificações do Anexo Q ou da ABNT NBR 6118, o que for aplicável. Caso seja usado concreto de baixa densidade, devem ser feitas as devidas adaptações, obedecendo-se, na ausência de Norma Brasileira aplicável, às prescrições do Eurocode 2 Part 1-1.

O.1.3.3 A armadura das lajes deve receber consideração especial para controlar fissuração, de acordo com as necessidades de projeto.

O.1.3.4 A fissuração da laje, causada por cisalhamento, na região adjacente ao perfil de aço, paralelamente a este, deve ser controlada por armadura adicional, transversal ao perfil, a não ser que se demonstre que as armaduras necessárias para outros fins, devidamente ancoradas, sejam suficientes para esta finalidade. A referida armadura, denominada armadura de costura, deve ser espaçada uniformemente ao longo do comprimento L_{m}. A área da seção dessa armadura, A_{s}, não pode ser inferior a 0,2 % da área da seção de cisalhamento do concreto por plano de cisalhamento (plano a-a na Figura O.2) no caso de lajes maciças ou de lajes mistas com nervuras longitudinais ao perfil de aço e 0,1 % no caso de lajes mistas com nervuras transversais, não sendo em nenhum caso inferior a 150 mm^2/m. Deve-se ainda atender, para cada plano de cisalhamento longitudinal, tanto nas regiões de momentos positivos quanto nas de momentos negativos, à seguinte condição:

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

com:

$$V_{\mathrm{Sd}} = \frac{\left(\sum Q_{\mathrm{m,Rd}} \frac{b_1}{b_1 + b_2} - 0{,}85\, f_{\mathrm{cd}}\, A_{\mathrm{blc}} - A_{\mathrm{long}}\, f_{\mathrm{sd}} \right)}{L_{\mathrm{m}}} \geq 0 \quad \text{(em uma borda de laje, } V_{\mathrm{Sd}} = 0\text{)}$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

e

$$V_{Rd} = 0{,}6\,\eta\,A_{cv}\,\frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + A_s\,f_{sd} + A_F\,f_{yFd} \quad \leq \quad 0{,}2\,\eta\,A_{cv}\,f_{cd} + 0{,}6\,A_F\,f_{yFd}$$

onde:

$\sum Q_{m,Rd}$ é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados no trecho de comprimento L_m (se $\sum Q_{m,Rd}$ for maior do que a força resistente de cálculo necessária para interação total, usar esta última no lugar de $\sum Q_{m,Rd}$);

$f_{ctk,inf} = 0{,}21\ f_{ck}^{2/3}$, com $f_{ctk,inf}$ e f_{ck} em megapascal;

b_1 é a largura efetiva da laje a partir do eixo da viga no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal;

b_2 é a largura efetiva da laje a partir do eixo da viga do lado oposto a b_1;

A_{blc} é a área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

A_{long} é a área da armadura longitudinal tracionada entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

L_m é a distância entre as seções de momento máximo positivo e momento nulo nas regiões com momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo e momento nulo nas regiões com momento negativo;

$\eta =$ $0{,}3 + 0{,}7(\rho_c/2\,400)$, sendo ρ_c a massa específica do concreto, em quilogramas por metro cúbico, não podendo ser tomado valor superior a 2 400 kg/m^3;

A_{cv} é a área de cisalhamento do concreto no plano considerado, por unidade de comprimento da viga;

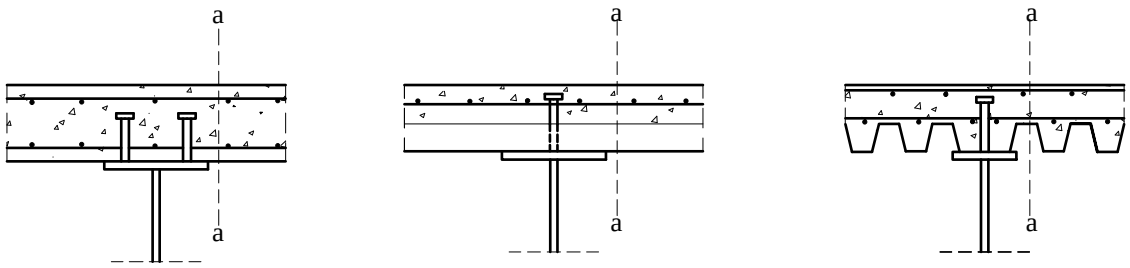
A_s é a área da armadura transversal disponível na seção da laje considerada (corte a-a da Figura O.2), por unidade de comprimento da viga, incluindo qualquer armadura prevista para flexão da laje e armaduras transversais adicionais, A_{sa}, desde que devidamente ancoradas além da seção considerada;

A_F é a área da fôrma de aço incorporada no plano de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso a fôrma seja contínua sobre a viga e as nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço (nas demais situações, $A_F = 0$).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS



a) Laje maciça

b) Laje com fôrma de aço com nervuras perpendiculares ao eixo da viga

c) Laje com fôrma de aço com nervuras paralelas ao eixo da viga

Figura O.2 — Superfícies típicas de falha por cisalhamento

O.1.3.5 No caso de viga de borda, a ancoragem da armadura transversal requer detalhamento apropriado.

O.1.3.6 A armadura paralela à viga, situada nas regiões de momentos negativos da viga mista, deve ser ancorada por aderência no concreto, de acordo com os critérios da ABNT NBR 6118. Caso seja usado concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, devem ser seguidas as prescrições do Eurocode 2 Part 1-1.

O.2 Verificação ao momento fletor

O.2.1 Aplicabilidade

Esta Subseção é aplicável às vigas mistas construídas com ou sem escoramento provisório.

O.2.2 Largura efetiva

O.2.2.1 Vigas mistas biapoiadas

A largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

a) 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios;

b) metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;

c) distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

O.2.2.2 Vigas mistas contínuas e semicontínuas

As larguras efetivas podem ser determinadas conforme O.2.2.1, tomando-se em lugar dos vãos da viga as distâncias entre pontos de momento nulo. Admite-se, simplificadamente, a adoção dos seguintes valores para tais distâncias (Figura O.3):

a) nas regiões de momento positivo:

— 4/5 da distância entre apoios, para vãos extremos;

— 7/10 da distância entre apoios, para vãos internos;

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

b) nas regiões de momento negativo:

— 1/4 da soma dos vãos adjacentes.

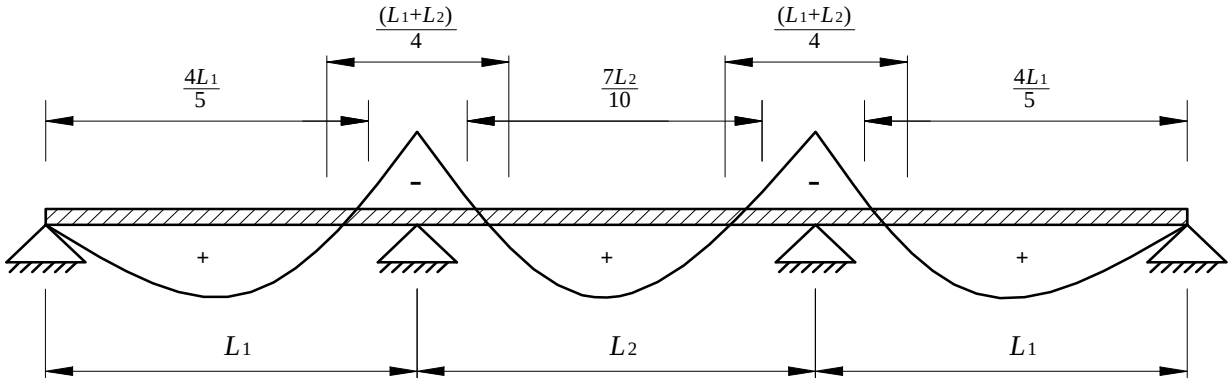


Figura O.3 — Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua ou semicontínua

O.2.2.3 Viga mista em balanço e trecho em balanço de viga mista

O.2.2.3.1 Nas vigas mistas em balanço, a largura efetiva pode ser determinada conforme O.2.2.1, tomando-se como vão da viga mista o comprimento do balanço.

O.2.2.3.2 Nas vigas mistas com trecho em balanço, a largura efetiva da região envolvendo o balanço e a região de momento negativo adjacente pode ser determinada conforme O.2.2.1, tomando-se como vão da viga mista o comprimento do balanço somado ao comprimento real da região de momento negativo adjacente.

O.2.3 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivos

O 2.3.1 Construção escorada

O.2.3.1.1 Vigas mistas de alma cheia com $h/t_w \leq 3{,}76\sqrt{E/f_y}$ e treliças mistas

O.2.3.1.1.1 O momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd}, pode ser determinado de acordo com as alíneas a), b), c) e d) a seguir (Figuras O.4 a O.6). O coeficiente $0{,}85$, de f_{ck}, corresponde preponderantemente aos efeitos de longa duração (efeito Rüsch). O coeficiente β_{vm}, que aparece na equação de M_{Rd} nas alíneas a), b) e c), é igual a $0{,}85$, $0{,}90$ ou $0{,}95$ para as vigas semicontínuas, conforme a capacidade de rotação necessária para a ligação (ver Anexo R). Para as vigas biapoiadas ou contínuas, β_{vm} é igual a $1{,}00$.

a) viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto (Figura O.4), isto é:

$$\sum Q_{Rd} \geq A_a f_{yd}$$

$$0{,}85 f_{cd} b t_c \geq A_a f_{yd}$$

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

Cumpridas essas condições:

$$C_{cd} = 0{,}85\, f_{cd}\, b\, a$$

$$T_{ad} = A_a\, f_{yd}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0{,}85\, f_{cd}\, b} \leq t_c$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm}\, T_{ad} \left(d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

b) viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada no perfil de aço (Figura O.4), isto é:

$$\sum Q_{Rd} \geq 0{,}85\, f_{cd}\, b\, t_c$$

$$A_a\, f_{yd} \geq 0{,}85\, f_{cd}\, b\, t_c$$

Cumpridas essas condições:

$$C_{cd} = 0{,}85\, f_{cd}\, b\, t_c$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2}\left(A_a\, f_{yd} - C_{cd} \right)$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad}$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo do perfil de aço pode ser determinada como a seguir indicado:

— para $C_{ad} \leq A_{af}\, f_{yd}$ - linha neutra na mesa superior

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af}\, f_{yd}}\, t_f$$

— para $C_{ad} > A_{af}\, f_{yd}$ - linha neutra na alma

$$y_p = t_f + h_w \left(\frac{C_{ad} - A_{af}\, f_{yd}}{A_{aw}\, f_{yd}} \right)$$

O momento fletor resistente de cálculo fica igual a:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C_{ad} \left(d - y_t - y_c \right) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

c) viga mista de alma cheia com interação parcial (Figura O.5), isto é:

$$\sum Q_{Rd} < A_a f_{yd}$$

e

$$\sum Q_{Rd} < 0{,}85 f_{cd} b t_c$$

Ocorrendo essas condições e atendido também O.2.3.1.1.2, tem-se $C_{cd} = \Sigma Q_{Rd}$ e, para a determinação de C_{ad}, T_{ad} e y_p, são válidas as expressões dadas em O.2.3.1.1.1-b, com o novo valor de C_{cd}. O momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = \beta_{vm}\left[C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd}\left(t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t\right)\right]$$

com:

$$a = \frac{C_{cd}}{0{,}85 f_{cd} b}$$

d) treliça mista com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto, isto é (Figura O.6):

$$\sum Q_{Rd} \geq A_{bi} f_{yd}$$

$$0{,}85 f_{cd} b t_c \geq A_{bi} f_{yd}$$

Cumpridas essas condições:

$$C_{cd} = 0{,}85 f_{cd} b a$$

$$T_{ad} = A_{bi} f_{yd}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0{,}85 f_{cd} b}$$

$$M_{Rd} = T_{ad} d_2$$

Nas expressões dadas nas alíneas a), b), c) e d):

C_{cd} é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_{ad} é a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

C_{ad} é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;

A_a é a área do perfil de aço;

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

A_{af} é a área da mesa superior do perfil de aço;

A_{aw} é a área da alma do perfil de aço, igual ao produto $h_w\ t_w$;

A_{bi} é a área do banzo inferior da treliça de aço;

b é a largura efetiva da laje de concreto;

t_c é a altura da laje de concreto (se houver pré-laje de concreto pré-moldada, é a espessura acima desta pré-laje e, se houver laje com fôrma de aço incorporada, é a espessura acima das nervuras);

a é a espessura da região comprimida da laje ou, para interação parcial, a espessura considerada efetiva;

$\sum Q_{Rd}$ é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais Q_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo (ver O.4.3);

h_F é a espessura da pré-laje pré-moldada de concreto ou a altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada (se não houver pré-laje ou fôrma de aço incorporada, $h_F = 0$);

d é a altura total do perfil de aço;

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

t_w é a espessura da alma;

d_1 é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;

d_2 é a distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista;

y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil;

y_t é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;

y_p é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;

t_f é a espessura da mesa superior do perfil de aço.

O.2.3.1.1.2 O grau de interação da viga mista de alma cheia, dado por $\eta_i = \sum Q_{Rd} / F_{hd}$ (F_{hd} é a força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje, igual ao menor valor entre $A_a\ f_{yd}$ e $0{,}85\ f_{cd}\ b\ t_c$), não pode ser inferior a (outras situações não são previstas):

a) quando os perfis de aço componentes da viga mista têm mesas de áreas iguais:

$$\eta_i = 1 - \frac{E}{578\ f_y}(0{,}75 - 0{,}03 L_e) \geq 0{,}40 \quad \text{para} \quad L_e \leq 25\ \text{m};$$

$$\eta_i = 1 \quad \text{para} \quad L_e > 25\ \text{m} \ \text{(interação completa)};$$

onde L_e é o comprimento do trecho de momento positivo (distância entre pontos de momento nulo), em metros, podendo ser tomado como em O.2.2.2 nas vigas contínuas e semicontínuas;

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

b) quando os perfis de aço componentes da viga mista têm mesas de áreas diferentes, com a área da mesa inferior ou igual a três vezes a área da mesa superior:

$$\eta_i = 1 - \frac{E}{578\, f_y}(0{,}30 - 0{,}015\, L_e) \geq 0{,}40 \quad \text{para} \quad L_e \leq 20\ \text{m};$$

$$\eta_i = 1 \quad \text{para} \quad L_e > 20\ \text{m} \ \text{(interação completa);}$$

c) para situações intermediárias entre as previstas nas alíneas a) e b), pode-se efetuar interpolação linear (outras situações não são previstas).

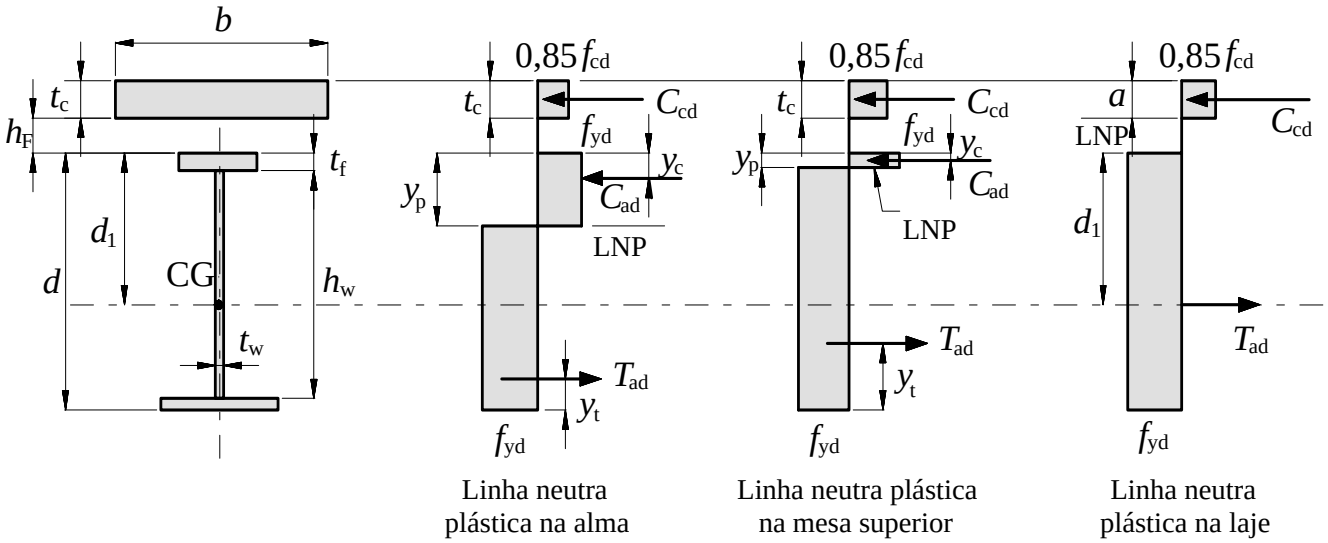


Figura O.4 — Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo ($h/t_w \leq 3{,}76\sqrt{E/f_y}$ e interação completa)

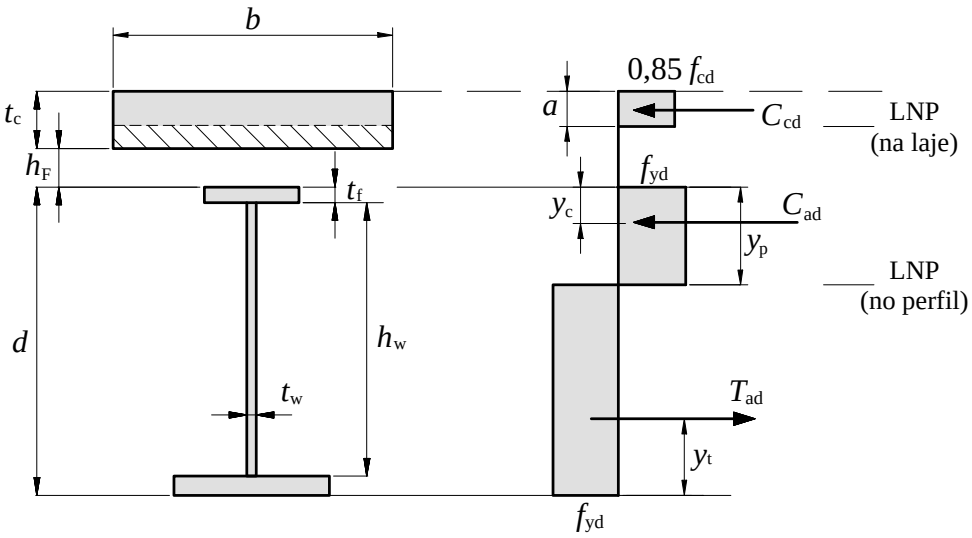


Figura O.5 — Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo ($h/t_w \leq 3{,}76\sqrt{E/f_y}$ e interação parcial)

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

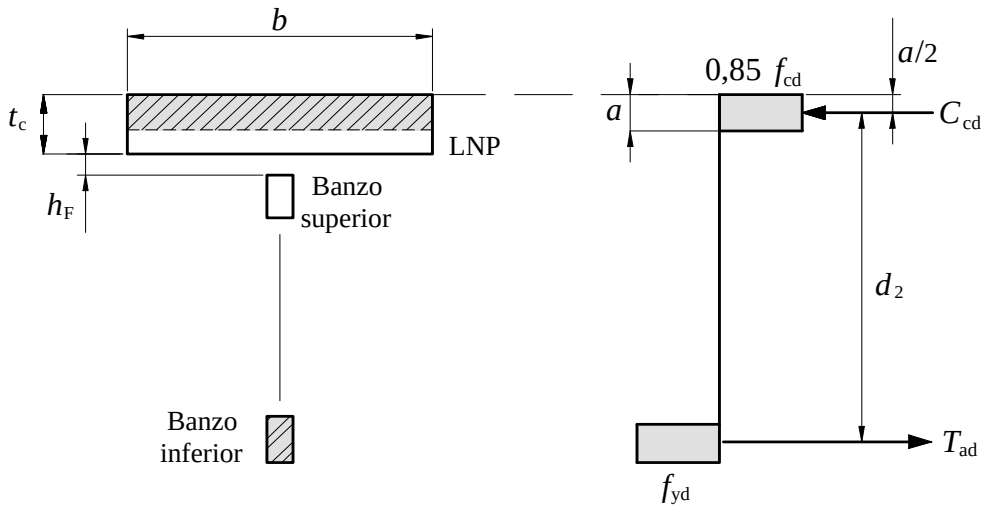


Figura O.6 — Distribuição de tensões em treliças mistas (interação completa)

O.2.3.1.2 Vigas mistas de alma cheia com $3{,}76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5{,}70\sqrt{E/f_y}$

A tensão de tração de cálculo na face inferior do perfil de aço não pode ultrapassar f_{yd} e a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto não pode ultrapassar f_{cd}. Ambas as tensões devem ser determinadas de acordo com o seguinte:

a) interação completa, isto é, $\sum Q_{Rd}$ igual ou superior ao menor dos dois valores: $A_a f_{yd}$ ou $0{,}85\, f_{cd}\, b\, t_c$:

As tensões correspondentes ao momento fletor solicitante de cálculo M_{Sd} devem ser determinadas pelo processo elástico, com base nas propriedades da seção mista homogeneizada, obtida conforme O.1.2.1. A fluência do concreto deve ser considerada como em O.1.2.1, se for desfavorável. As tensões de cálculo são dadas por:

$$\sigma_{td} = \frac{M_{Sd}}{(W_{tr})_i}$$

e

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Sd}}{[\alpha_E (W_{tr})_s]}$$

b) interação parcial, obedecendo-se ao disposto em O.2.3.1.1.2:

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

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}}\,[(W_{tr})_i - W_a]$$

onde:

σ_{td} é a tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço;

σ_{cd} é a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto;

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

$(W_{tr})_i$ é o módulo de resistência elástico inferior da seção mista;

$(W_{tr})_s$ é o módulo de resistência elástico superior da seção mista;

W_a é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço.

O.2.3.2 Construção não-escorada

Além da verificação como viga mista, conforme O.2.3.1, devem ser atendidas as seguintes exigências:

a) o componente de aço, por si só, deve ter resistência de cálculo adequada para suportar todas as ações de cálculo aplicadas antes de o concreto atingir uma resistência igual a $0{,}75\ f_{ck}$;

b) nas vigas mistas de alma cheia biapoiadas com $3{,}76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5{,}70\sqrt{E/f_y}$, deve-se ter na mesa inferior da seção mais solicitada:

$$\left(\frac{M_{Ga,Sd}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}}\right) \leq f_{yd}$$

onde:

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

W_a e W_{ef} são calculados conforme O.2.3.1.2.

O.2.4 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos negativos

O.2.4.1 Resistência da seção transversal

O.2.4.1.1 Na região de momento negativo, a seção transversal de vigas mistas contínuas e semicontínuas fica reduzida ao perfil de aço associado à seção da armadura longitudinal existente na largura efetiva da laje de concreto. É necessário garantir que se tenha um número de conectores de cisalhamento suficiente para absorver os esforços horizontais entre o perfil de aço e a laje de concreto, de acordo com O.2.4.3.

É necessário também que o perfil de aço tenha:

a) relação entre largura e espessura da mesa comprimida não superior a $0{,}38\sqrt{E/f_y}$, para que a mesa não sofra flambagem local;

b) relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma, menos duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados, e a espessura desse elemento não superior a $3{,}76\sqrt{E/f_y}$, com posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo, para que a alma não sofra flambagem local.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

O.2.4.1.2 A força resistente de tração de cálculo (T_{ds}) nas barras da armadura longitudinal deve ser tomada igual a:

$$T_{ds} = A_{s\ell}\ f_{sd}$$

onde $A_{s\ell}$ é a área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto.

O.2.4.1.3 O momento fletor resistente de cálculo para vigas compactas (ver O.1.1.2d)) (Figura O.7) é dado por:

$$M^{-}_{Rd} = T_{ds}\ d_3 + A_{at}\ f_{yd}\ d_4 + A_{ac}\ f_{yd}\ d_5$$

onde:

A_{at} é a área tracionada da seção do perfil de aço;

A_{ac} é a área comprimida da seção do perfil de aço;

d_3 é a distância do centro geométrico da armadura longitudinal à LNP;

d_4 é a distância da força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil de aço, à LNP;

d_5 é a distância da força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil de aço, à LNP.

Nesta Norma não são abordadas vigas mistas que não sejam compactas em regiões de momentos negativos.

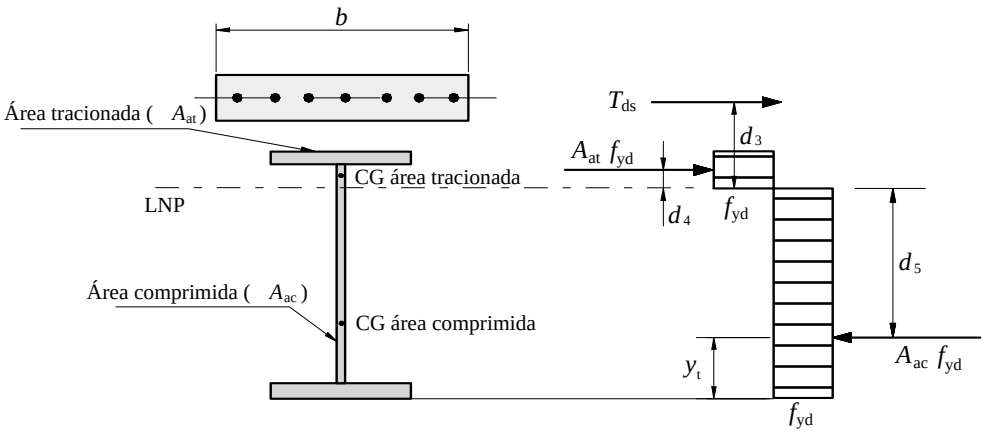


Figura O.7 — Distribuição de tensões para momento fletor negativo

O.2.4.2 Considerações adicionais para as vigas semicontínuas

Caso seja feita análise elástica, deve-se assegurar que o momento fletor solicitante de cálculo na região de momentos negativos, M^{-}_{Sd}, seja inferior ou igual ao momento fletor resistente de cálculo da ligação mista, e inferior ou igual a $M^{-}_{dist,Rd}$ (ver O.2.5.1). Caso seja feita análise rígido-plástica (ver 4.9.2 e 4.10), somente para efeito de O.2.5, deve-se tomar para M^{-}_{Sd} o valor do momento fletor resistente nominal da ligação mista, multiplicado pelo coeficiente de ajustamento γ_n, cujo valor, na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser considerado igual a 1,35. Não é necessário tomar para M^{-}_{Sd} valores superiores a M^{-}_{Rd}, dado por O.2.4.1.3.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

O.2.4.3 Número de conectores

O número de conectores n entre a seção de momento máximo negativo e a seção de momento nulo, obtido na análise estrutural, deve ser tal que

$$\sum Q_{\mathrm{Rd}} \geq T_{\mathrm{ds}}$$

onde T_{ds} é dado em O.2.4.1.2 e Q_{Rd} é a força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento conforme O.4.3.

O.2.5 Verificação da flambagem lateral com distorção da seção transversal

O.2.5.1 Deve-se assegurar que não ocorrerá flambagem lateral com distorção da seção transversal da viga mista em decorrência dos momentos negativos. Para isso, deve ser atendida a seguinte condição:

$$M^{-}_{\mathrm{Sd}} \leq M^{-}_{\mathrm{dist,Rd}}$$

onde:

M^{-}_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo na região de momentos negativos;

$M^{-}_{\mathrm{dist,Rd}}$ é o momento fletor resistente de cálculo na região de momentos negativos, para o estado-limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal, determinado conforme O.2.5.2.

O.2.5.2 O momento fletor resistente de cálculo na região de momentos negativos para flambagem lateral com distorção da seção transversal das vigas mistas contínuas e semicontínuas é dado por:

$$M^{-}_{\mathrm{dist,Rd}} = \chi_{\mathrm{dist}}\, M^{-}_{\mathrm{Rd}}$$

onde:

M^{-}_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo da seção transversal, dado em O.2.4.1.3;

χ_{dist} é o fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal, obtido da curva de resistência à compressão fornecida em 5.3.3, em função do parâmetro de esbeltez λ_{dist} dado por (ver método alternativo simplificado para perfis de aço duplamente simétricos em O.2.5.6):

$$\lambda_{\mathrm{dist}} = \sqrt{\frac{M^{-}_{\mathrm{Rk}}}{M_{\mathrm{cr}}}}$$

Nesta última expressão:

a) M^{-}_{Rk} é o momento fletor resistente característico na região de momentos negativos, obtido conforme O.2.4.1, mas tomando todos os coeficientes de ponderação da resistência iguais a $1{,}00$;

b) M_{cr} é o momento crítico elástico na região de momentos negativos, dado em O.2.5.3.

Se λ_{dist} não superar $0{,}4$, pode-se tomar χ_{dist} igual a $1{,}00$.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

O.2.5.3 O momento crítico elástico M_{cr}, no caso de existirem duas ou mais vigas paralelas (Figura O.8), ligadas à mesma laje de concreto, pode ser dado por:

$$M_{cr} = \alpha_g \frac{C_{dist}}{L} \sqrt{\left(G\,J + \frac{k_r L^2}{\pi^2} \right) E\,I_{af,y}}$$

onde:

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

L é o comprimento da viga entre apoios verticais (exige-se que ambas as mesas do perfil de aço possuam contenção lateral nesses apoios);

J é a constante de torção do perfil de aço;

$I_{af,y}$ é o momento de inércia da mesa inferior do perfil de aço em relação ao eixo y (Figura O.8);

C_{dist} é um coeficiente que depende da distribuição de momentos fletores no comprimento L, dado nas Tabelas O.1 e O.2 para vigas contínuas e nas Tabelas O.2 e O.3 para vigas semicontínuas para alguns carregamentos (para obtenção de C_{dist} nessas Tabelas, pode ser feita interpolação linear);

k_r é a rigidez rotacional da viga mista, que depende da rigidez transversal do conjunto formado pela alma do perfil de aço e pela laje, por unidade de comprimento da viga, dado em O.2.5.4;

α_g é um fator relacionado à geometria da seção transversal da viga mista, dado em O.2.5.5.

Nos demais casos, o momento crítico elástico deve ser obtido por análise de estabilidade.

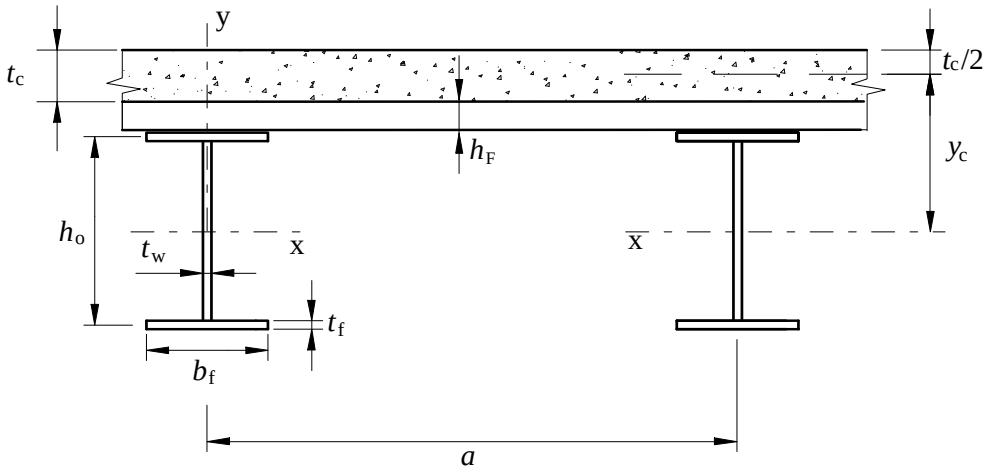


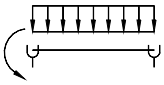
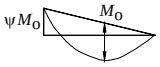
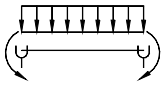
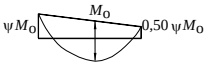
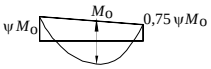
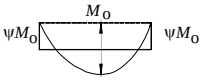
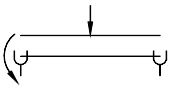
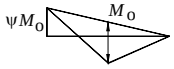
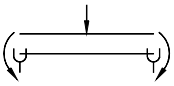
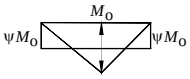
Figura O.8 — Vigas paralelas

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

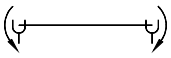
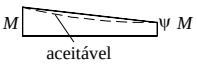
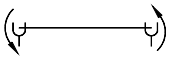
Impresso por: PETROBRAS

Tabela O.1 — Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas com carregamento no comprimento L

Condições de carregamento e apoio	Diagrama de momento fletor [a]	ψ								
		0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
		41,5	30,2	24,5	21,1	19,0	17,5	16,5	15,7	15,2
		33,9	22,7	17,3	14,1	13,0	12,0	11,4	10,9	10,6
		28,2	18,0	13,7	11,7	10,6	10,0	9,5	9,1	8,9
		21,9	13,9	11,0	9,6	8,8	8,3	8,0	7,8	7,6
		28,4	21,8	18,6	16,7	15,6	14,8	14,2	13,8	13,5
		12,7	9,89	8,6	8,0	7,7	7,4	7,2	7,1	7,0

[a] M_o é o momento máximo solicitante de cálculo, considerando o tramo analisado como biapoiado.

Tabela O.2 — Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas e semicontínuas sem carregamento no comprimento L

Condições de carregamento e apoio	Diagrama de momento fletor [a]	ψ				
		0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
		11,1	9,5	8,2	7,1	6,2
		11,1	12,8	14,6	16,3	18,1

[a] M é o maior momento negativo solicitante de cálculo, em módulo, no trecho analisado, sendo que valores de ψ maiores que 1,00 devem ser tomados iguais a 1,00.

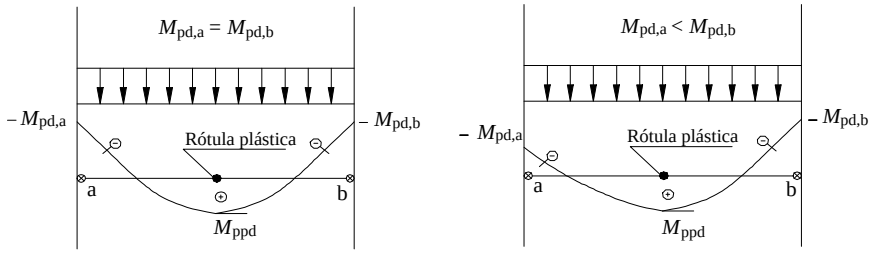
Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela O.3 — Coeficiente C_{dist} para vigas semicontínuas submetidas a carregamento uniformemente distribuído no comprimento L

$\psi_2 = M_{pd,a}/M_{pd,b}$ [a] \ $\psi_1 = M_{pd,b}/M_{ppd}$ [a]	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	0,1
1,00	21,9	24,0	26,7	29,5	32,7	34,2
0,75	26,5	29,0	32,0	35,0	38,0	39,8
0,50	30,5	33,9	37,0	40,4	44,3	45,7
0	32,4	36,5	42,6	47,6	51,8	53,5



[a] M_{ppd} é o momento plástico positivo resistente de cálculo da viga mista determinado conforme O.2.3 (igual a M_{Rd}), mas com o coeficiente β_{vm} igual a 1,00; $M_{pd,a}$ é o menor momento plástico resistente de cálculo, em módulo, nas extremidades do tramo considerado; $M_{pd,b}$ é o maior momento plástico resistente de cálculo, em módulo, nas extremidades do tramo considerado.

O.2.5.4 A rigidez rotacional k_r deve ser tomada como:

$$k_r = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}$$

onde:

k_1 é a rigidez à flexão da laje, por unidade de comprimento da viga, igual a:

$$k_1 = \frac{\alpha (E\,I)_2}{a}$$

k_2 é a rigidez à flexão da alma do perfil de aço, por unidade de comprimento da viga, igual a:

$$k_2 = \frac{E\,t_w^3}{4\,h_o (1 - \nu_a^2)}$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Nas expressões de k_1 e k_2 (Figura O.8):

α é igual a 2 para vigas de borda, com ou sem balanço, e 3 para vigas internas (para vigas internas com quatro ou mais vigas similares, pode-se adotar α igual a 4);

$(EI)_2$ é a rigidez à flexão da seção mista homogeneizada da laje (desprezando o concreto tracionado e, no caso de laje com pré-laje de concreto, a espessura desta última) por unidade de comprimento da viga, tomada como o menor valor, considerando o meio do vão da laje, para momento positivo, e um apoio interno da laje, para momento negativo;

a é a distância entre as vigas;

t_w é a espessura da alma do perfil de aço;

h_o é a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil do aço;

ν_a é o coeficiente de Poisson do aço.

O.2.5.5 O fator α_g é dado por:

a) quando o perfil de aço é duplamente simétrico:

$$\alpha_g = \frac{\left(\dfrac{h_o I_x}{I_{ax}}\right)}{\dfrac{\left(\dfrac{h_o^2}{4} + \dfrac{(I_{ax} + I_{ay})}{A_a}\right)}{e} + h_o}$$

b) quando o perfil de aço é simétrico apenas em relação ao eixo situado no plano de flexão:

$$\alpha_g = \frac{\left(\dfrac{h_o I_x}{I_{ax}}\right)}{\dfrac{(y_f - y_S)^2 + \dfrac{(I_{ax} + I_{ay})}{A_a}}{e} + 2(y_f - y_j)}$$

Nas expressões de α_g, dadas nas alíneas a) e b):

$$e = \frac{A\, I_{ax}}{A_a\, y_c\, (A - A_a)}$$

y_c é a distância do centro geométrico do perfil de aço à metade da altura da laje de concreto (Figura O.8 – no caso de laje com pré-laje de concreto, desprezar a espessura h_F desta última);

I_x é o momento de inércia da seção mista na região de momento negativo (perfil de aço mais armadura da laje) com relação ao eixo x (Figura O.8);

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

I_{ax} e I_{ay} são os momentos de inércia da seção de aço com relação a seus eixos baricêntricos;

A_a é a área do perfil de aço;

A é a área da seção mista na região de momento negativo (perfil de aço mais armadura da laje);

y_s é a distância do centro geométrico ao centro de cisalhamento do perfil de aço, positiva quando o centro de cisalhamento e a mesa comprimida pelo momento negativo estão do mesmo lado do centro geométrico;

$$y_f = \frac{h_o I_{afy}}{I_{ay}}$$

$$y_j = y_s - \int_{A_a} \frac{y(x^2+y^2)\,dA}{2I_{ax}}$$; quando $I_{af,y} > 0{,}5\,I_{ay}$, pode-se tomar $y_j = 0{,}40\,h_o\left(2\frac{I_{af,y}}{I_{ay}} - 1\right)$

O.2.5.6 Os cálculos podem ser simplificados para seções duplamente simétricas, determinando-se, conservadoramente, λ_{dist} pela seguinte expressão:

$$\lambda_{dist} = 5{,}0\left(1 + \frac{t_w\,h_o}{4\,b_f\,t_f}\right)\left[\left(\frac{f_y}{E\,C_{bdist}}\right)^2\left(\frac{h_o}{t_w}\right)^3\left(\frac{t_f}{b_f}\right)\right]^{0,25}$$

O.2.6 Disposições para lajes de concreto com fôrma de aço incorporada

O.2.6.1 Limitações

Para uma viga mista com laje de concreto com fôrma de aço incorporada, as prescrições desta Norma aplicam-se caso sejam obedecidas as seguintes limitações (Figura O.9):

a) altura h_F das nervuras da fôrma de aço igual ou inferior a 75 mm;

b) largura média b_F da mísula ou da nervura situada sobre o perfil de aço igual ou superior a 50 mm. Para efeito de cálculo, essa largura não pode ser tomada maior que a largura livre mínima no nível do topo da fôrma (ver O.2.6.3b) e O.2.6.3c) para outras limitações);

c) laje de concreto ligada ao perfil de aço por conectores tipo pino com cabeça, de diâmetro igual ou inferior a 19 mm. Os conectores podem ser soldados ao perfil de aço através da fôrma ou diretamente, fazendo-se furos na fôrma; no caso de solda através da fôrma são necessários cuidados especiais para garantir a fusão completa do conector com o perfil, quando a espessura da fôrma for maior que 1,5 mm para fôrma simples e 1,2 mm no caso de uma fôrma superposta à outra, ou ainda quando a soma das espessuras das camadas de galvanização corresponder a uma massa maior que 385 g/m^2;

d) projeção dos conectores acima do topo da fôrma, depois de instalados, igual ou superior a 40 mm;

e) cobrimento de concreto acima do topo da fôrma de aço igual ou superior a 50 mm.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

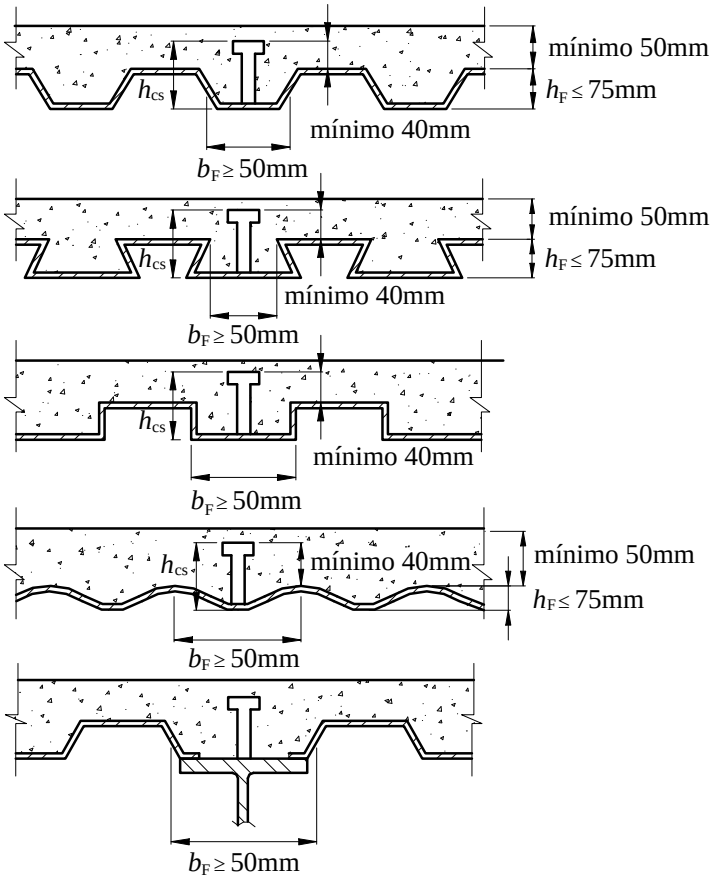


Figura O.9 — Lajes de concreto com fôrma de aço incorporada

O.2.6.2 Fôrmas com nervuras perpendiculares ao perfil de aço

Nas fôrmas com nervuras perpendiculares ao perfil de aço, aplicam-se as seguintes regras:

a) nos cálculos necessários para determinar a capacidade resistente da seção, o concreto situado abaixo do topo da fôrma de aço deve ser desprezado;

b) para evitar o arrancamento, as fôrmas de aço devem ser ancoradas no perfil de aço das vigas dimensionadas como mistas a intervalos não superiores a 450 mm, utilizando-se apenas os conectores tipo pino com cabeça, combinação destes com soldas tipo bujão ou outros meios equivalentes.

O.2.6.3 Fôrmas com nervuras paralelas ao perfil de aço

Nas fôrmas com nervuras paralelas ao perfil de aço, aplicam-se as seguintes regras:

a) o concreto situado abaixo do topo da fôrma de aço pode ser incluído na determinação das propriedades da seção mista, desde que totalmente situado na zona comprimida e que as expressões dadas em O.2.3 sejam corrigidas adequadamente para se levar em conta a nova geometria da laje;

b) as fôrmas de aço podem ser interrompidas sobre a mesa superior do perfil de aço, de modo a se obter uma mísula de concreto sobre a mesa. Nesse caso, as fôrmas devem ser adequadamente ligadas ao perfil por meio de conectores, soldas tipo bujão ou outros meios equivalentes;

c) quando a altura nominal da nervura h_F for igual ou superior a 40 mm, a largura média da nervura b_F ou mísula sobre o perfil de aço 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.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

O.2.7 Disposições para lajes com pré-laje de concreto

Para uma viga mista com laje de concreto moldada no local sobre pré-laje de concreto pré-moldada, as prescrições desta Norma aplicam-se caso:

a) a pré-laje tenha espessura máxima de 75 mm, medida a partir da face superior do perfil de aço;

b) os conectores de cisalhamento tenham:

— uma altura que ultrapasse a face superior da pré-laje e que permita que sua cabeça fique toda acima da armadura de costura da laje;

— em toda a altura, cobrimento lateral de concreto moldado no local de pelo menos 20 mm.

O.3 Verificação à força cortante

O.3.1 A força cortante resistente de cálculo de vigas mistas de alma cheia deve ser determinada considerando-se apenas a resistência do perfil de aço, de acordo com 5.4.3. Deve-se ter:

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

O.3.2 Nas treliças mistas, a força cortante deve ser resistida por diagonais e montantes, que devem ser dimensionados de acordo com 5.2 ou 5.3, o que for aplicável.

O.4 Conectores de cisalhamento

O.4.1 Generalidades

Esta Subseção é aplicável a conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça e perfil U laminado ou formado a frio com espessura de chapa igual ou superior a 3 mm. Os conectores do tipo pino com cabeça devem ter, após a instalação, comprimento mínimo igual a 4 vezes o diâmetro, e atender rigorosamente ao estipulado na AWS D1.1 no que se refere a suas dimensões e sua ligação com o elemento de aço da viga mista. Os conectores em perfil U laminado ou formado a frio devem ser soldados à mesa superior do perfil de aço com solda contínua pelo menos nas duas extremidades de sua mesa, com resistência mínima igual a 1,25 vez a força resistente de cálculo do conector, dada em O.4.2.2. Essa solda deve obedecer aos requisitos desta Norma ou da ABNT NBR 14762, a que for aplicável. Todos os tipos de conectores devem ficar completamente embutidos no concreto da laje, com cobrimento superior mínimo de 10 mm.

O.4.2 Força resistente de cálculo de conectores

O.4.2.1 Pinos com cabeça

O.4.2.1.1 A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça é dada pelo menor dos valores seguintes:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs}\sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}}$$

e

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

onde:

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

A_{cs} é a área da seção transversal do conector;

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

R_g é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, dado em O.4.2.1.2;

R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector, dado em O.4.2.1.3.

O.4.2.1.2 Deve-se tomar para o coeficiente R_g os seguintes valores:

a) $1{,}00$, (a1) para um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; (a2) para qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço; (a3) para qualquer número de conectores em uma linha soldados através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_F / h_F igual ou superior a 1,5 (b_F e h_F conforme O.2.6.1 e Figura O.9);

b) $0{,}85$, (b1) para dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; (b2) para um conector soldado através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_F / h_F inferior a $1{,}5$ (b_F e h_F conforme O.2.6.1 e Figura O.9);

c) $0{,}70$, para três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

O.4.2.1.3 Deve-se tomar para o coeficiente R_p os seguintes valores, :

a) 1,00, para conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos 50 % da largura da mesa deve estar em contato direto com o concreto;

b) 0,75, (b1) para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} igual ou superior a 50 mm; (b2) para conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;

c) 0,60, para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} inferior a 50 mm.

Nas alíneas b) e c), e_{mh} é a distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da fôrma de aço, medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector, conforme Figura O.10 (exemplificando, no sentido do momento máximo para uma viga simplesmente apoiada).

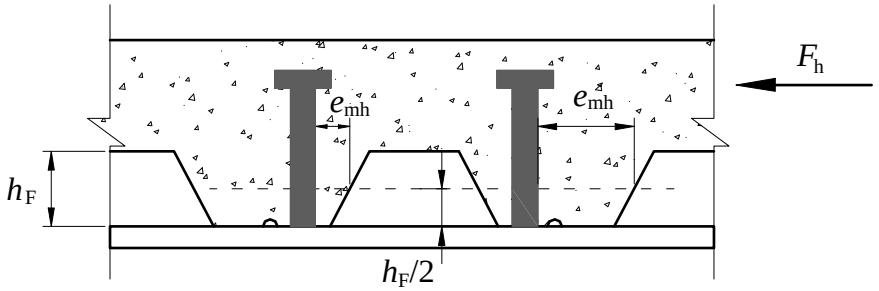


Figura O.10 — Ilustração do valor a ser tomado para e_{mh}

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

O.4.2.2 Perfil U laminado ou formado a frio

O.4.2.2.1 A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento em perfil U laminado, com altura da seção transversal igual ou superior a 75 mm totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço, é dada por:

$$Q_{Rd} = \frac{0{,}3(t_{fcs} + 0{,}5t_{wcs})L_{cs}\sqrt{f_{ck}\,E_c}}{\gamma_{cs}}$$

onde:

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

t_{wcs} é a espessura da alma do conector;

L_{cs} é o comprimento do perfil U.

O.4.2.2.2 A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento de perfil U formado a frio deve ser determinada como em O.4.2.2.1, tomando-se as espessuras da mesa e da alma iguais à espessura da chapa do conector (cuidados especiais devem ser tomados para se evitar o aparecimento de trincas na região das dobras e da chapa para formação do conector).

O.4.2.2.3 Os perfis U devem ser instalados com uma das mesas assentando sobre o perfil de aço e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal desse perfil.

O.4.3 Localização e espaçamento de conectores de cisalhamento

O.4.3.1 Os conectores de cisalhamento, colocados de cada lado da seção de momento fletor máximo, podem ser uniformemente espaçados entre essa 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_P, dado por:

$$n_P = n\left(\frac{M_{P,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{Sd} - M_{a,Rd}}\right)$$

onde:

$M_{P,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo na seção da carga concentrada (inferior ao momento resistente de cálculo máximo);

$M_{a,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo da viga de aço isolada, para o estado-limite FLA, conforme 5.4;

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

n é o número de conectores de cisalhamento a serem colocados entre a seção de momento fletor positivo solicitante de cálculo máximo e a seção adjacente de momento nulo.

A expressão de n_P deve ser ajustada adequadamente quando a resistência do conector não for constante (ver os valores de R_g e R_p, respectivamente em O.4.2.1.2 e O.4.2.1.3).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

O.4.3.2 O espaçamento máximo entre linhas de centro de conectores deve ser igual a oito vezes a espessura total da laje; esse espaçamento também não pode ser superior a 915 mm no caso de lajes com fôrmas de aço incorporadas, com nervuras perpendiculares ao perfil de aço.

O.4.3.3 O espaçamento mínimo entre linhas de centro de conectores tipo pino com cabeça deve ser igual a seis diâmetros ao longo do vão da viga, podendo ser reduzido para quatro diâmetros no caso da laje com fôrma de aço incorporada, e quatro diâmetros na direção transversal ao vão da viga, e entre conectores em perfil U, a maior dimensão entre a altura e o comprimento do conector (L_{cs}).

O.4.4 Limitações complementares

O.4.4.1 Os conectores tipo pino com cabeça não podem ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa à qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma do perfil de aço.

O.4.4.2 O cobrimento lateral de concreto para qualquer tipo de conector deve ser de no mínimo 25 mm, excetuando-se o caso de conectores colocados em nervuras de fôrmas de aço.

O.4.4.3 Em ambientes de agressividades forte e muito forte (ver Tabela N.1), o cobrimento de concreto acima da face superior de qualquer tipo de conector, para se evitar corrosão, não pode ser inferior ao cobrimento especificado pela ABNT NBR 6118 para a armadura da laje, no caso de concreto de densidade normal, ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, ao especificado pelo Eurocode 2 Part 1-1, para o concreto de baixa densidade.

O.5 Controle de fissuras do concreto em vigas mistas

O.5.1 Exigências

O.5.1.1 Quando houver prejuízo à durabilidade ou à aparência da estrutura, os estados-limites de serviço relacionados à fissuração do concreto devem ser verificados. Nas vigas mistas, isso ocorre nas regiões de momento negativo ou com tendência de continuidade como, por exemplo, junto aos apoios de vigas biapoiadas. Para esse estado-limite de serviço, devem-se usar combinações freqüentes de ações.

O.5.1.2 Quando for obrigatório ou se desejar controlar a abertura das fissuras na laje de concreto, nas regiões citadas em O.5.1.1, a armadura mínima longitudinal de tração a ser colocada deve ser obtida de acordo com o procedimento dado em O.5.2, adaptado da ABNT NBR 6118 e do Eurocode 2 Part 1-1.

O.5.1.3 Nas vigas mistas contínuas ou semicontínuas, quando a área de armadura necessária para resistir ao momento negativo for superior ao valor obtido em O.5.2, é necessário ainda verificar se a abertura de fissuras atende aos limites estabelecidos ou determinar o diâmetro e o espaçamento máximo das barras da armadura, conforme o procedimento dado em O.5.3, adaptado da ABNT NBR 6118 e do Eurocode 2 Part 1-1.

O.5.1.4 Para informações complementares e definição do cobrimento, deve ser consultada a ABNT NBR 6118 para concreto de densidade normal e, na ausência de Norma Brasileira aplicável, o Eurocode 2 Part 1-1, para concreto de baixa densidade.

O.5.2 Armadura mínima de tração sob deformações impostas

O.5.2.1 Na falta de um método mais rigoroso de avaliação dos esforços gerados pela restrição das deformações impostas nas regiões de momento negativo ou com tendência de continuidade das vigas, a área mínima da armadura longitudinal de tração para controle de fissuração pode ser calculada pela relação:

$$A_s = \frac{k\, k_c\, k_s\, f_{ct,ef}\, A_{ct}}{\sigma_{st}}$$

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

onde:

A_{ct} é a área efetiva da laje de concreto (produto da largura efetiva, conforme O.2.2, pela espessura);

k é um coeficiente de correção que leva em conta os mecanismos de geração de tensões de tração, podendo ser tomado como 0,8;

k_s é um coeficiente que leva em conta o efeito da redução da força normal na laje de concreto devido à fissuração inicial e ao deslizamento local da ligação entre a laje e o perfil de aço, podendo ser tomado como 0,9;

k_c é definido em O.5.2.2, $f_{ct,ef}$ em O.5.2.3 e σ_{st} em O.5.2.4.

O.5.2.2 Define-se k_c como um coeficiente que leva em conta o equilíbrio e a distribuição das tensões na laje de concreto imediatamente antes da ocorrência das fissuras. Esse coeficiente pode, de forma conservadora, ser tomado como 1,0 ou ser obtido de forma mais precisa, usando-se a seguinte expressão:

$$k_c = \frac{1}{1+\dfrac{t_c}{2\,y_o}} + 0{,}3 \leq 1{,}0$$

onde (ver Figura O.11):

t_c é a altura da laje de concreto (no caso de laje com fôrma de aço incorporada, tomar a altura acima do topo da fôrma e, no caso de laje com pré-laje de concreto pré-moldada, a altura acima da pré-laje);

y_o é a distância entre os centros geométricos da laje de concreto e da seção mista homogeneizada na região de momentos negativos, calculada conforme O.1.2.1, porém considerando o concreto não-fissurado, sem armadura, e sem levar em conta os efeitos de longa duração.

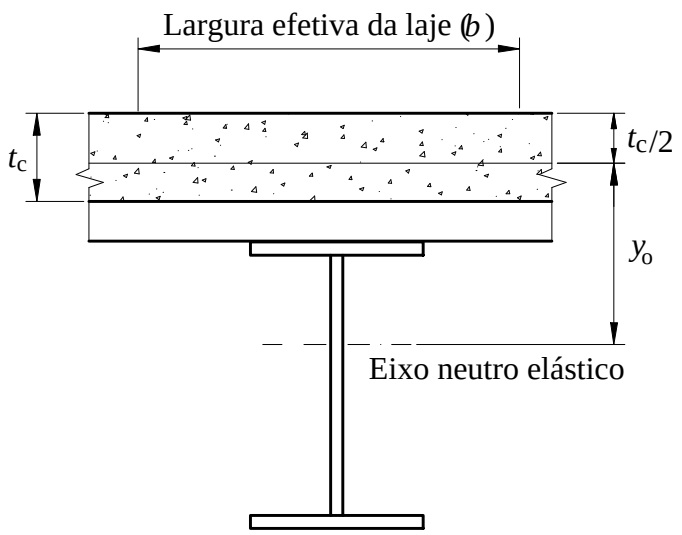


Figura O.11 — Definição dos termos para cálculo do coeficiente k_c

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

O.5.2.3 A grandeza $f_{ct,ef}$ é a resistência média à tração efetiva do concreto no instante em que se formam as primeiras fissuras, dependente das condições ambientais, da natureza das fôrmas e do cimento utilizado, entre outros fatores. Valores de $f_{ct,ef}$ para concreto de densidade normal podem ser obtidos com auxílio das equações de 8.2.5 da ABNT NBR 6118:2003, adotando a resistência do concreto à compressão na idade em que se supõe a ocorrência da fissuração. Quando essa idade não puder ser definida com valor confiável, recomenda-se adotar, para efeito de cálculo, um valor mínimo de $f_{ct,ef}$ igual a 3 MPa. Para concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, deve ser usado o Eurocode 2 Part 1-1, podendo-se também adotar $f_{ct,ef}$ igual a 3 MPa.

O.5.2.4 A grandeza σ_{st} é a máxima tensão de tração permitida na armadura, imediatamente após a ocorrência da fissuração. Seu valor, em megapascal, não pode exceder:

$$\sigma_{st} = 810\, w_k^{0,5} \sqrt{\frac{f_{ck}^{\,2/3}}{\phi}} \leq f_{ys}$$

onde:

w_k é a abertura máxima característica das fissuras dada pela Tabela O.4, em função da agressividade ambiental, expressa em milímetros (mm);

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, expressa em megapascal (MPa);

ϕ é o diâmetro das barras da armadura, em milímetros, que não pode ser superior a 20 mm;

f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura, expressa em megapascal (MPa).

Tabela O.4 c Valores-limites de w_k

Agressividade ambiental [a]	Ambiente	w_k mm
I (fraca)	Rural ou submersa	0,4
II (moderada)	Urbano	0,3
III (forte)	Marinho e industrial	0,3
IV (muito forte)	Industrial químico agressivo e respingos de maré	0,2

[a] Pode-se admitir uma agressividade ambiental um nível mais brando em ambiente interno seco ou se o concreto for revestido com argamassa e pintura.

O.5.3 Armadura mínima de tração sob ações impostas

A armadura mínima de tração sob ações impostas, para controle de fissuração, pode ser determinada impondo-se que a abertura estimada das fissuras w seja menor que os limites dados na Tabela O.4, conforme O.5.3.1. Pode-se também dispensar a verificação da abertura de fissuras, conforme O.5.3.2.

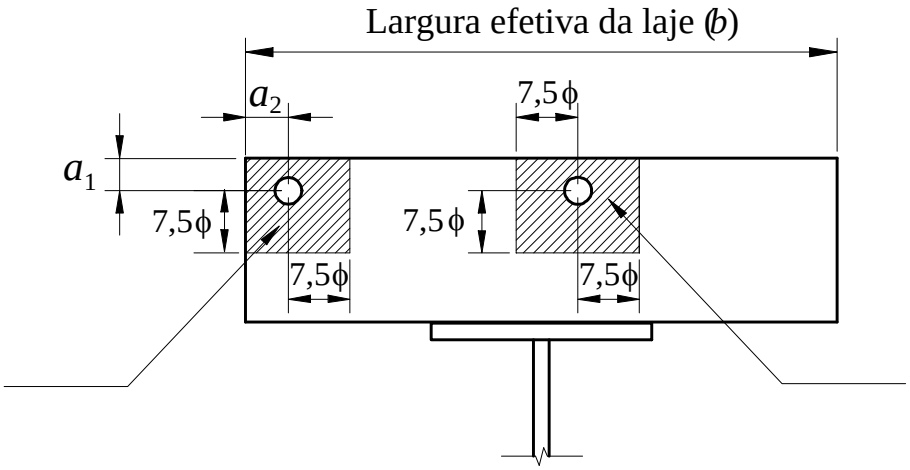
Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

O.5.3.1 Controle de fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras

Para cada barra de armadura que controla a fissuração, deve ser considerada uma área A_{cr} do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distam mais de 7,5 diâmetros do eixo da barra da armadura (Figura O.12). Quando a barra estiver a uma distância inferior a 7,5 diâmetros da extremidade da largura efetiva ou de uma face (superior ou inferior) da laje, esta distância deve prevalecer.



$$A_{cr1} = (7{,}5\phi + a_2)(7{,}5\phi + a_1) \qquad A_{cr2} = (7{,}5\phi + 7{,}5\phi)(7{,}5\phi + a_1)$$

Figura O.12 — Ilustração do cálculo da área A_{cr} do concreto de envolvimento da armadura

A grandeza da abertura das fissuras, w, determinada para cada área de envolvimento da armadura, é a menor entre as obtidas pelas seguintes expressões (ϕ_i, σ_{si} e ρ_{ri} são definidos para cada área de envolvimento em exame):

$$w = \frac{\phi_i}{12{,}5\ \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_s} \frac{3\,\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w = \frac{\phi_i}{12{,}5\ \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_s} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

onde:

ϕ_i é o diâmetro da barra de armadura;

σ_{si} é a tensão de tração no centro geométrico da armadura considerada, calculada usando as combinações freqüentes, na seção mista homogeneizada na região de momento negativo analisada, desprezando a resistência à tração do concreto;

ρ_{ri} é a taxa de armadura em relação à área do concreto de envolvimento (A_{cri});

η_1 é o coeficiente de conformação superficial da armadura, igual a 1,0 para barras lisas (CA-25), 1,4 para barras entalhadas (CA-60) e 2,25 para barras nervuradas de alta resistência (CA-50);

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura;

f_{ctm} é a resistência média à tração do concreto, podendo ser tomada como $0{,}3\eta(f_{ck})^{2/3}$, com η dado em O.1.3.4.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

O.5.3.2 Controle de fissuração sem a verificação da abertura de fissuras

Para dispensar a avaliação da grandeza da abertura de fissuras e atender ao estado-limite de fissuração, devem ser respeitadas as restrições da Tabela O.5 quanto ao diâmetro máximo (ϕ_{max}) e ao espaçamento máximo entre eixos das barras da armadura (s_{max}). A tensão σ_{si} deve ser calculada conforme O.5.3.1.

Tabela O.5 - Diâmetro e espaçamento máximo das barras da armadura em função da tensão de tração

Tensão σ_{si} MPa	ϕ_{max} mm	s_{max} mm
280	16	150
320	12,5	100
360	10	50
400	8	-

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo P
(normativo)

Pilares mistos de aço e concreto

P.1 Generalidades

P.1.1 Escopo e esclarecimentos

P.1.1.1 Este Anexo trata do dimensionamento por método simplificado de pilares mistos com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto (Figuras P.1-a e P.1-b) e com seções preenchidas com concreto (Figuras P.1-c e P.1-d), submetidos à compressão axial ou à flexo-compressão.

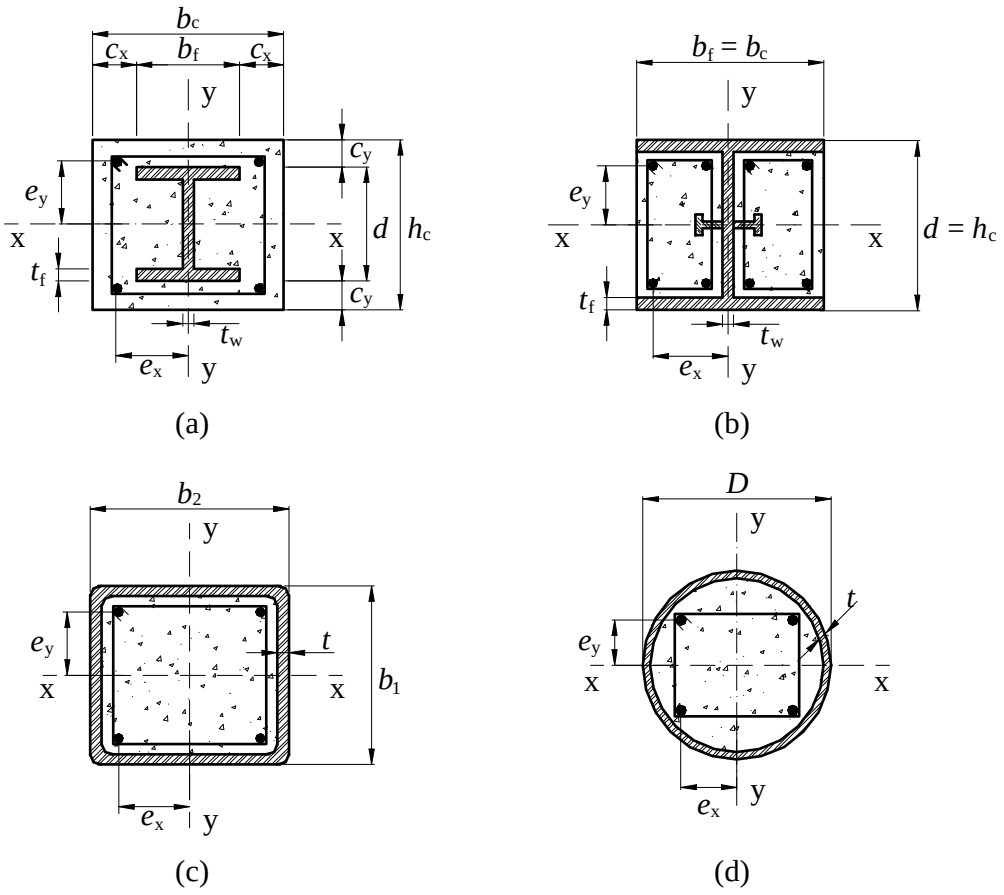


Figura P.1 — Tipos de seções transversais de pilares mistos

P.1.1.2 O concreto deve possuir densidade normal.

P.1.1.3 Os pilares mistos com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto devem possuir perfil de aço I ou H soldado ou laminado. Os pilares com seções transversais preenchidas com concreto devem possuir perfil de aço tubular retangular ou circular.

P.1.1.4 Ver O.1.3.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

P.1.2 Hipóteses básicas

O método simplificado tem as seguintes hipóteses básicas:

a) há interação completa entre o concreto e o aço;

b) as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço submetidas à compressão axial;

c) a flambagem local para força axial e momento fletor não pode ser um estado-limite último predominante.

P.1.3 Limites de aplicabilidade

O método simplificado possui os seguintes limites de aplicabilidade:

a) os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante;

b) o concreto utilizado deve possuir densidade normal;

c) o fator de contribuição do aço, igual a

$$\delta = \frac{A_a \, f_{yd}}{N_{p\ell,Rd}}$$

onde as grandezas que aparecem nessa equação são definidas em P.4, deve ser superior a 0,2 e inferior a 0,9. Se δ for igual ou inferior a 0,2, o pilar deve ser dimensionado de acordo com a ABNT NBR 6118 como pilar de concreto e, se δ for igual ou superior a 0,9, o pilar deve ser dimensionado segundo esta Norma, como pilar de aço;

d) a esbeltez relativa do pilar λ_{rel}, como definida em P.3.2, não pode ser maior que 2,0;

e) seções transversais preenchidas com concreto podem ser fabricadas sem qualquer armadura, exceto para algumas condições em situação de incêndio (para essa situação, usar a ABNT NBR 14323). Para as seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto, a área da seção transversal da armadura longitudinal não deve ser inferior a 0,3 % da área do concreto. A máxima porcentagem de armadura na seção de concreto é de 4 % desta (por razões de segurança contra incêndio, maiores porcentagens de armadura podem ser utilizadas, porém não se pode considerar no dimensionamento à temperatura ambiente taxa superior a 4 %);

f) a relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0;

g) para as seções totalmente revestidas com concreto, os cobrimentos do perfil de aço devem estar dentro dos seguintes limites (ver Figura P.1-a):

— $40\,\text{mm} \le c_y \le 0{,}3\,d \quad e \quad c_y \ge b_f/6$

— $40\,\text{mm} \le c_x \le 0{,}4\,b_f \quad e \quad c_x \ge b_f/6$

h) quando a concretagem for feita com o pilar já montado, deve-se comprovar que o perfil de aço resiste isoladamente às ações aplicadas antes de o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada;

i) para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, devem existir armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto. A armadura longitudinal pode ser considerada ou não na resistência e na rigidez do pilar misto. Nas seções parcialmente revestidas, a armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço através de furos na alma, ou por meio de conectores de cisalhamento (ver Figura P.1-b), cujo espaçamento longitudinal não pode exceder 500 mm;

j) o projeto das armaduras deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

P.1.4 Flambagem local dos elementos de aço

P.1.4.1 As resistências de todos os materiais devem ser atingidas sem que ocorra flambagem local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal. Para isso, não podem ser ultrapassadas as relações dadas a seguir (Figura P.1):

a) nas seções tubulares circulares preenchidas com concreto: $D/t \leq 0{,}15\,E/f_y$

b) nas seções tubulares retangulares preenchidas com concreto: $b_i/t \leq 2{,}26\sqrt{E/f_y}$

c) nas seções I ou H parcialmente revestidas com concreto: $b_f/t_f \leq 1{,}49\sqrt{E/f_y}$

onde b_i é a maior dimensão paralela a um eixo de simetria da seção tubular retangular.

P.1.4.2 Com os cobrimentos exigidos na alínea g) de P.1.3, não é necessária a verificação de flambagem local para as seções totalmente revestidas com concreto.

P.2 Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço e o concreto

P.2.1 Regiões de introdução de cargas

P.2.1.1 Regiões de introdução de cargas são aquelas onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devidas a ligações do pilar com vigas, ou aquelas onde ocorre interrupção da armadura longitudinal, como em emendas do pilar ou em bases. Nessas regiões deve-se evitar que ocorra escorregamento significativo na interface entre o concreto e o perfil de aço. Para isso, assume-se um comprimento de introdução de carga igual a duas vezes a menor dimensão da seção do pilar ou um terço da distância entre pontos de introdução de carga, o que for menor.

P.2.1.2 Nas regiões de ligação do pilar com vigas, as tensões de cisalhamento na interface entre o aço e o concreto, obtidas com os esforços solicitantes de cálculo, $V_{\ell,Sd}$ e $M_{\ell,Sd}$ dados a seguir, no comprimento de introdução das cargas, não podem superar os valores de τ_{Rd} dados na Tabela P.1:

a) quando a viga estiver ligada apenas ao perfil de aço do pilar:

$$V_{\ell,Sd} = V_{Sd}\left(1 - \frac{N_{p\ell,a,Rd}}{N_{p\ell,Rd}}\right)$$

$$M_{\ell,Sd} = M_{Sd}\left(1 - \frac{M_{p\ell,a,Rd}}{M_{p\ell,Rd}}\right)$$

b) quando a viga estiver ligada apenas ao concreto do pilar:

$$V_{\ell,Sd} = V_{Sd}\frac{N_{p\ell,a,Rd}}{N_{p\ell,Rd}}$$

$$M_{\ell,Sd} = M_{Sd}\frac{M_{p\ell,a,Rd}}{M_{p\ell,Rd}}$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

onde:

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo na ligação;

$N_{p\ell,a,Rd}$ é a força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total, definida em P.4;

$N_{p\ell,Rd}$ é a força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total, conforme P.4;

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

$M_{p\ell,a,Rd}$ é a contribuição do perfil de aço para $M_{p\ell,Rd}$, igual a $f_{yd}(Z_a - Z_{an})$, com Z_a e Z_{an} definidos em P.5.4;

$M_{p\ell,Rd}$ é o momento fletor resistente de plastificação de cálculo do pilar misto, conforme P.5.4.1.

Caso essas tensões sejam excedidas, devem ser usados conectores de cisalhamento para resistir à totalidade dos efeitos de $V_{\ell,Sd}$ e $M_{\ell,Sd}$.

P.2.1.3 Nas emendas e na base do pilar, a resistência de cálculo do pilar misto pode ser reduzida quando houver interrupção das barras de armadura longitudinais (admite-se que o concreto e o perfil de aço tenham continuidade estrutural). Nesses casos, devem ser instalados conectores capazes de transmitir os esforços solicitantes de cálculo das barras da armadura para elementos de aço adicionais que restaurem a resistência de cálculo total do pilar misto. O comprimento dentro do qual devem ser instalados os conectores é igual ao comprimento de introdução de cargas dado em P.2.1.1, respeitando-se o comprimento de ancoragem das barras da armadura, determinado conforme as prescrições da ABNT NBR 6118.

P.2.1.4 No caso de pilares mistos com a seção da Figura P.1-a, devida atenção deve ser dada à introdução de carga nas regiões de concreto externas ao perfil de aço.

P.2.2 Trechos entre regiões de introdução de cargas

P.2.2.1 Trechos entre regiões de introdução de cargas são aqueles fora das regiões afetadas pela base, por emendas ou por ligações com vigas.

P.2.2.2 Devem ser usados conectores nos trechos entre regiões de introdução de cargas para garantir o fluxo de cisalhamento longitudinal entre o perfil de aço e o concreto, determinado com base nas forças cortantes solicitantes de cálculo, sempre que as tensões na interface ultrapassarem os valores da tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{Rd}, dados na Tabela P.1. O fluxo de cisalhamento pode ser determinado considerando o concreto não-fissurado e o comportamento elástico, levando em conta a seqüência de construção e os efeitos de retração e fluência.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela P.1 — Tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd}

Tipo de seção transversal do pilar misto	τ_{Rd} MPa
Seção totalmente revestida com concreto	0,30 (ver R.2.2.3)
Seção tubular circular preenchida com concreto	0,55
Seção tubular retangular preenchida com concreto	0,40
Mesas de seção parcialmente revestida com concreto	0,20
Almas de seção parcialmente revestida com concreto	0,00

P.2.2.3 O valor de τ_{Rd} dado na Tabela P.1 para seção totalmente revestida com concreto aplica-se a seções com cobrimento mínimo do perfil de aço de 40 mm e armaduras transversal e longitudinal de acordo com P.1.3. Para cobrimentos maiores e armaduras adequadas, maiores valores de τ_{Rd} podem ser usados. Na falta de resultados de ensaios, pode-se fatorar τ_{Rd} por β_c, com:

$$\beta_c = 1 + 0{,}02\, c_y \left(1 - \frac{40}{c_y} \right) \leq 2{,}5$$

onde c_y é o valor do cobrimento do perfil de aço, em milímetros, conforme a Figura P.1.

P.2.2.4 Não é necessário prever conectores nos trechos entre regiões de introdução de cargas quando o pilar for um perfil totalmente revestido com concreto ou um tubo preenchido com concreto e a relação entre a força axial de compressão solicitante de cálculo no pilar e a força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total for superior a 0,3.

P.2.3 Forças de atrito adicionais devidas aos conectores

Quando conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça são ligados à alma de uma seção total ou parcialmente revestida com concreto, ou seção similar, podem ser levadas em conta as forças de atrito decorrentes do impedimento da expansão lateral do concreto pelas mesas adjacentes do perfil de aço. Essas forças proporcionam uma resistência adicional que deve ser somada à força resistente original dos conectores. A resistência adicional pode ser considerada igual a $\mu\, Q_{Rd}/2$ em cada mesa e cada linha diagonal de pinos, como se vê na Figura P.2, onde μ é o coeficiente de atrito. Para seções de aço sem pintura, μ deve ser tomado como $0{,}5$. Q_{Rd} é a força resistente de cálculo de um pino com cabeça, de acordo com O.4.2.1.1. Na falta de resultados de ensaios, a distância livre entre as mesas não pode superar os valores dados na Figura P.2.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

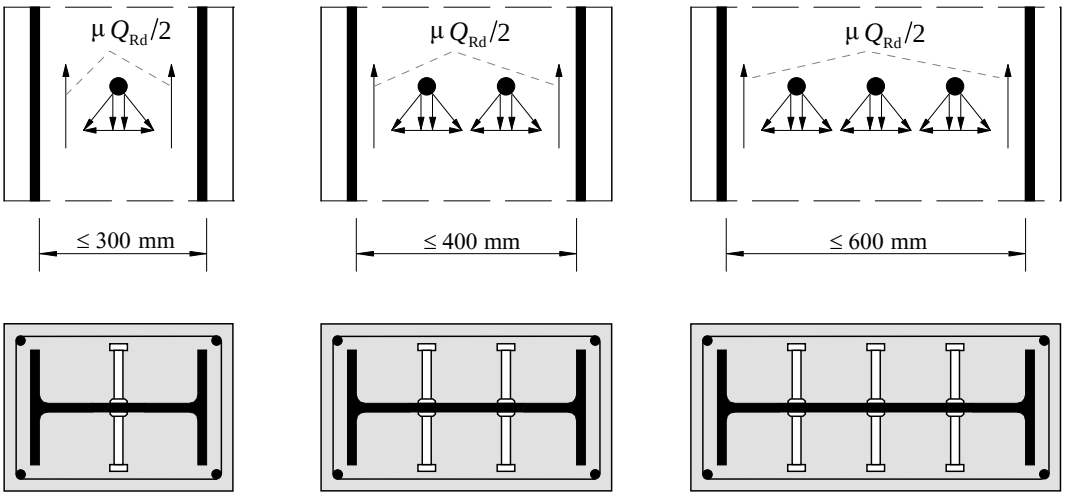


Figura P.2 — Forças de atrito adicionais devidas a conectores pino com cabeça

P.3 Pilares submetidos à compressão axial

P.3.1 A força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão é dada por:

$$N_{Rd} = \chi \, N_{p\ell,Rd}$$

onde:

$N_{p\ell,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, calculada de acordo com P.4;

χ é o fator de redução fornecido nesta Norma, em 5.3.3, em função do índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$. dado em P.3.2.

P.3.2 O índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$, para o plano de flexão considerado, é igual a:

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{p\ell,R}}{N_e}}$$

onde:

$N_{p\ell,R}$ é o valor de $N_{p\ell,Rd}$ tomando-se respectivamente f_y, f_{ck} e f_{ys} no lugar de f_{yd}, f_{cd} e f_{sd} na expressão apresentada em P.4, ou seja

$$N_{p\ell,R} = f_y A_a + \alpha f_{ck} A_c + f_{ys} A_s$$

N_e é a força axial de flambagem elástica, dada por: $N_e = \dfrac{\pi^2 (E\,I)_e}{(KL)^2}$

KL é o comprimento de flambagem do pilar, determinado de acordo com esta Norma;

$(EI)_e$ é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista, dada em P.3.4.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

P.3.3 Os efeitos de retração e fluência do concreto podem ser simulados por uma redução do módulo de elasticidade do concreto, tomando-se, no lugar de E_c, o valor de $E_{c,red}$ dado por:

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1+\varphi\left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}}\right)}$$

onde:

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

φ é o coeficiente de fluência do concreto, que deve ser obtido da ABNT NBR 6118. Simplificadamente admite-se que esse coeficiente seja tomado igual a 2,5 nas seções total ou parcialmente revestidas com concreto e igual a zero nas seções tubulares preenchidas com concreto e que a relação $N_{G,Sd}/N_{Sd}$ seja tomada igual a 0,6;

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

$N_{G,Sd}$ é a parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente.

P.3.4 A rigidez efetiva à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão são dadas respectivamente por:

$$(E\,I)_e = E_a I_a + 0{,}6\,E_{c,red}\,I_c + E_s I_s$$

$$(E\,A)_e = E_a\,A_a + E_{c,red}\,A_c + E_s\,A_s$$

onde:

I_a é o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço;

I_s é o momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto;

A_s é a área da seção transversal da armadura do concreto;

I_c é o momento de inércia da seção transversal do concreto não-fissurado;

A_c é a área da seção transversal do concreto não-fissurado;

E_a é o módulo de elasticidade do aço estrutural;

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura;

$E_{c,red}$ é o módulo de elasticidade reduzido do concreto, conforme P.3.3.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

P.4 Força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total

A força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, $N_{Rd,p\ell}$, é dada pela soma das forças axiais resistentes de cálculo de seus componentes, perfil de aço, concreto e armadura longitudinal, conforme segue:

$$N_{p\ell,Rd} = N_{p\ell,a,Rd} + N_{p\ell,c,Rd} + N_{p\ell,s,Rd}$$

com:

$$N_{p\ell,a,Rd} = f_{yd} A_a$$

$$N_{p\ell,c,Rd} = f_{cd1} A_c$$

$$N_{p\ell,s,Rd} = f_{sd} A_s$$

onde:

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço;

A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

f_{cd1} é igual ao produto αf_{cd};

α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e 0,85 para as demais seções.

P.5 Pilares submetidos à flexo-compressão

P.5.1 Generalidades

P.5.1.1 Esta subseção é aplicável a pilares mistos sujeitos aos efeitos combinados de força axial de compressão e momento fletor em relação a um ou aos dois eixos de simetria da seção transversal. A seção transversal deve ter seus elementos componentes atendendo aos requisitos apresentados em P.1.3 e P.1.4.

P.5.1.2 As forças cortantes que agem segundo os eixos de simetria da seção mista podem ser assumidas como atuando apenas no perfil de aço, com as resistências de cálculo determinadas conforme 5.4.3.

P.5.1.3 Para a verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores, pode ser utilizado um modelo de cálculo mais simplificado, denominado nesta Norma modelo de cálculo I, dado em P.5.2, ou um modelo mais rigoroso, denominado modelo de cálculo II, dado em P.5.3.

P.5.2 Modelo de cálculo I

A verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita conforme 5.5.1, com as seguintes considerações:

N_{Rd} é a força axial de compressão resistente de cálculo, de acordo com P.3;

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

$M_{x,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção mista, dado por $M_{p\ell,x,Rd}$, sendo $M_{p\ell,x,Rd}$ determinado conforme P.5.4.1;

$M_{y,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção mista, dado por $M_{p\ell,y,Rd}$, sendo $M_{p\ell,y,Rd}$ determinado conforme P.5.4.1.

P.5.3 Modelo de cálculo II

P.5.3.1 A verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita por meio das seguintes expressões:

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

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1{,}0$$

onde:

μ_x é um coeficiente igual a:

a) para $N_{Sd} \geq N_c$

$$\mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{p\ell,c,Rd}}{N_{p\ell,Rd} - N_{p\ell,c,Rd}}$$

b) para $\frac{N_c}{2} \leq N_{Sd} < N_c$

$$\mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right)\left(\frac{2N_{Sd}}{N_{p\ell,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}$$

c) para $0 \leq N_{Sd} < \frac{N_c}{2}$

$$\mu_x = 1 + \frac{2N_{Sd}}{N_{p\ell,c,Rd}}\left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1\right)$$

μ_y é um coeficiente calculado da mesma forma que μ_x, trocando-se as grandezas referentes a x por y;

$N_{p\ell,c,Rd}$ é definido em P.4;

$N_{p\ell,Rd}$ é a força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, dada em P.4;

N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo, de acordo com 4.9;

$M_{c,x}$ e $M_{c,y}$ são dados, respectivamente, por $0{,}9M_{p\ell,x,Rd}$ e $0{,}9M_{p\ell,y,Rd}$, onde os momentos fletores resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos x e y (respectivamente, $M_{p\ell,x,Rd}$ e $M_{p\ell,y,Rd}$) são obtidos segundo P.5.4.1;

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

$M_{d,x}$ e $M_{d,y}$ são dados, respectivamente, por $0{,}8M_{max,p\ell,x,Rd}$ e $0{,}8M_{max,p\ell,y,Rd}$, onde os momentos fletores máximos resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos x e y (respectivamente, $M_{max,p\ell,x,Rd}$ e $M_{max,p\ell,y,Rd}$) são obtidos segundo P.5.4.2. Caso $M_{d,x}$ seja menor que $M_{c,x}$, então $M_{d,x}$ deve ser tomado igual a $M_{c,x}$. O mesmo deve ser feito em relação a $M_{d,y}$ e $M_{c,y}$;

$M_{x,tot,Sd}$ e $M_{y,tot,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, respectivamente, em relação aos eixos x e y, dados em P.5.3.2.

P.5.3.2 Os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, caso não seja feita análise mais rigorosa, são iguais a:

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd}$$

$$M_{y,tot,Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd}$$

onde $M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo determinados conforme 4.9 e $M_{x,i,Sd}$ e $M_{y,i,Sd}$ são os momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar, respectivamente em relação aos eixos x e y, dados por:

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd}\, L_x}{200\left(1 - \dfrac{N_{Sd}}{N_{e2,x}}\right)}$$

e

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd}\, L_y}{150\left(1 - \dfrac{N_{Sd}}{N_{e2,y}}\right)}$$

sendo L o comprimento destravado do pilar entre contenções laterais, $N_{e2,x} = \pi^2 (E\,I)_{e,x} \big/ L_x^2$ e $N_{e2,y} = \pi^2 (E\,I)_{e,y} \big/ L_y^2$, onde os subscritos x e y referem-se à flexão em relação aos eixos mostrados na Figura P.1, respectivamente, com $(E\,I)_{e,x}$ e $(E\,I)_{e,y}$ determinados conforme P.3.4.

Ao se entrar com os valores de $M_{x,tot,Sd}$ e $M_{y,tot,Sd}$ na equação de interação fornecida em P.5.3.1, deve-se considerar o momento devido às imperfeições ao longo do pilar em relação apenas a um dos eixos, o que levar ao resultado mais desfavorável. Isso implica que se $M_{x,i,Sd}$ for considerado com seu valor diferente de zero, $M_{y,i,Sd}$ deve ser tomado igual a zero, e vice-versa.

P.5.4 Momentos fletores de plastificação de cálculo

P.5.4.1 O momento fletor resistente de plastificação de cálculo, $M_{p\ell,Rd}$, em relação ao eixo x ou ao eixo y (respectivamente, $M_{p\ell,x,Rd}$ e $M_{p\ell,y,Rd}$) de seções mistas duplamente simétricas, pode ser calculado por:

$$M_{p\ell,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0{,}5\, f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn})$$

onde:

Z_a é o módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço;

Z_s é o módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto;

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

Z_c é o módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerado não-fissurado;

Z_{an}, Z_{cn} e Z_{sn} são módulos de resistência plásticos definidos em P.5.4.3 e P.5.4.4;

f_{cd1} é definido em P.4.

P.5.4.2 O momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo, $M_{max,p\ell,Rd}$, em relação ao eixo x ou ao eixo y (respectivamente, $M_{max,p\ell,x,Rd}$ e $M_{max,p\ell,y,Rd}$) de seções mistas duplamente simétricas pode ser calculado por:

$$M_{max,p\ell,Rd} = f_{yd} Z_a + 0{,}5\, f_{cd1} Z_c + f_{sd} Z_s$$

onde as grandezas são definidas conforme P.5.4.1.

P.5.4.3 Para seções I ou H revestidas total ou parcialmente com concreto, tem-se:

$$Z_s = \sum_{i=1}^{n} \left| A_{si}\, e_i \right|$$

onde e_i é a distância do eixo da barra da armadura de área A_{si} ao eixo de simetria relevante da seção.

a) eixo x (Figura P.3):

$$Z_c = \frac{b_c h_c^2}{4} - Z_a - Z_s$$

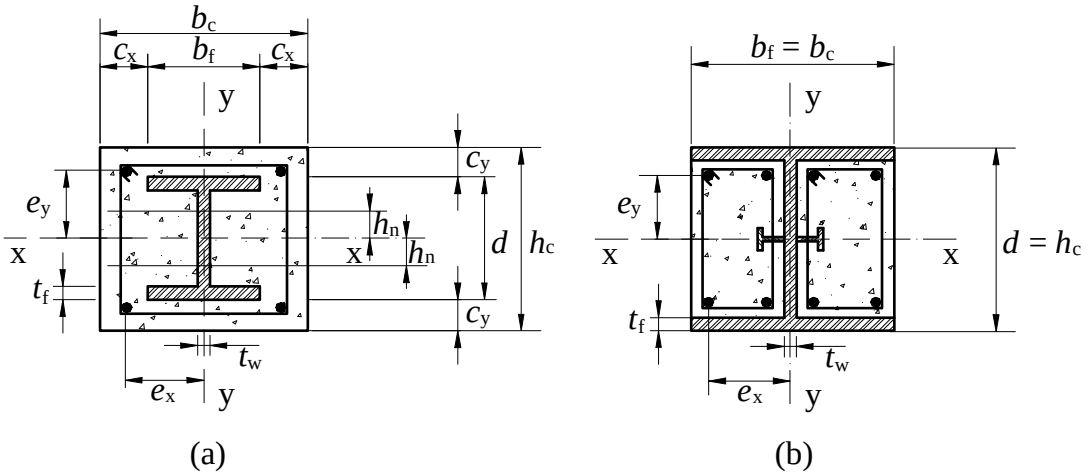


Figura P.3 — Seção I ou H revestida com concreto fletida em relação ao eixo x

a.1) linha neutra plástica na alma do perfil de aço ($h_n \le d/2 - t_f$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2 f_{sd} - f_{cd1})}{2 b_c f_{cd1} + 2 t_w (2 f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{an} = t_w h_n^2$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^{n} \left| A_{sni}\, e_{yi} \right|$$

$$Z_{cn} = b_c\, h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn}$$

onde:

A_{sn} é a soma das áreas das barras da armadura na região de altura $2h_n$;

A_{sni} é a área de cada barra da armadura na região de altura $2h_n$;

e_{yi} é a distância do eixo da barra da armadura ao eixo x.

a.2) linha neutra plástica na mesa do perfil de aço ($d/2 - t_f < h_n \leq d/2$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2 f_{sd} - f_{cd1}) + (b_f - t_w)(d - 2t_f)(2 f_{yd} - f_{cd1})}{2 b_c f_{cd1} + 2 b_f (2 f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{an} = b_f\, h_n^2 - \frac{(b_f - t_w)(d - 2t_f)^2}{4}$$

Z_{sn} e Z_{cn} como em a.1).

a.3) linha neutra plástica fora do perfil de aço ($d/2 < h_n \leq h_c/2$) - só para Figura P.3-a:

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2 f_{sd} - f_{cd1}) - A_a (2 f_{yd} - f_{cd1})}{2 b_c f_{cd1}}$$

$$Z_{an} = Z_a$$

Z_{sn} e Z_{cn} como em a.1).

b) eixo y (Figura P.4):

$$Z_c = \frac{h_c\, b_c^2}{4} - Z_a - Z_s$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

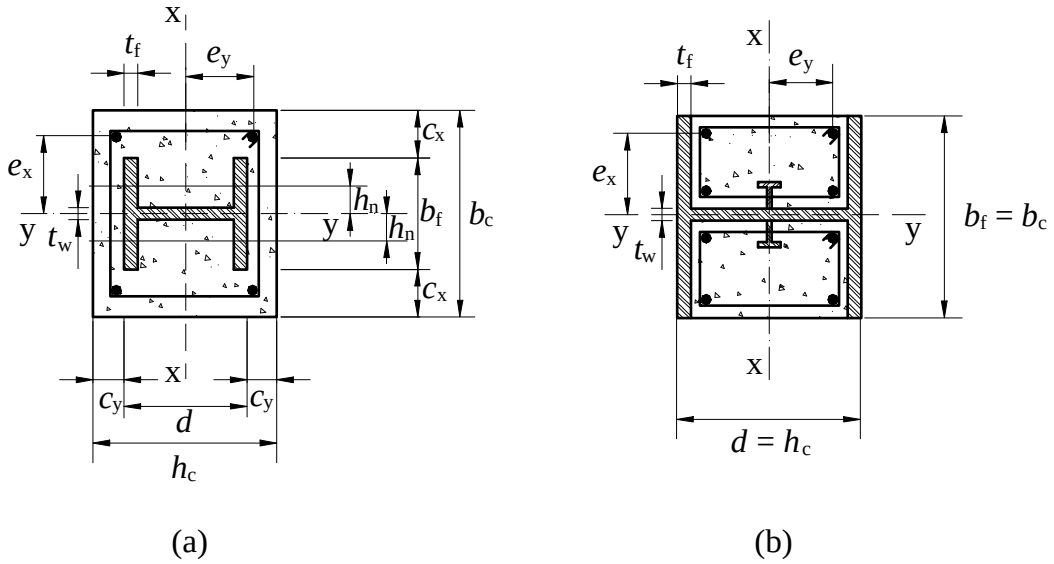


Figura P.4 — Seção I ou H revestida com concreto fletida em relação ao eixo y

b.1) linha neutra plástica na alma do perfil de aço ($h_n \leq t_w/2$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2 f_{sd} - f_{cd1})}{2 h_c f_{cd1} + 2 d (2 f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{an} = d h_n^2$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^{n} |A_{sni} e_{xi}|$$

$$Z_{cn} = h_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn}$$

onde:

A_{sn} é a soma das áreas das barras da armadura na região de altura $2 h_n$;

A_{sni} é a área da barra da armadura na região de altura $2 h_n$;

e_{xi} é a distância do eixo da barra da armadura ao eixo y.

b.2) linha neutra plástica na mesa do perfil de aço ($t_w/2 < h_n \leq b_f/2$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2 f_{sd} - f_{cd1}) + t_w (2 t_f - d)(2 f_{yd} - f_{cd1})}{2 h_c f_{cd1} + 4 t_f (2 f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{an} = 2 t_f h_n^2 + \frac{(d - 2 t_f) t_w^2}{4}$$

Z_{sn} e Z_{cn} como em b.1).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

b.3) linha neutra fora do perfil de aço ($b_f/2 < h_n \leq b_c/2$) - só para Figura P.4-a:

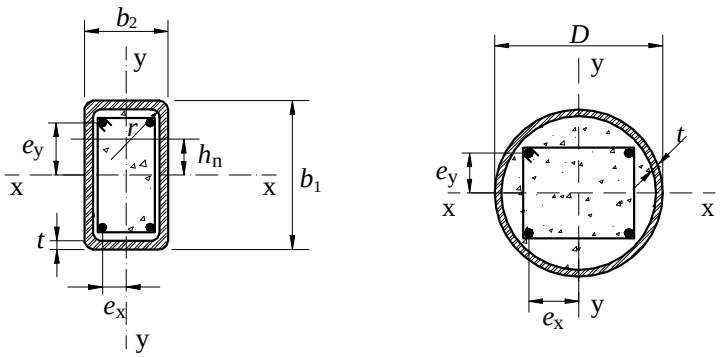
$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2 f_{sd} - f_{cd1}) - A_a(2 f_{yd} - f_{cd1})}{2 h_c f_{cd1}}$$

$$Z_{an} = Z_a$$

Z_{sn} e Z_{cn} como em b.1).

P.5.4.4 Para seções tubulares retangulares ou circulares preenchidas com concreto, tem-se:

a) seção tubular retangular (Figura P.5-a):



a) Retangular b) Circular

Figura P.5 — Seção tubular preenchida com concreto

a.1) eixo x:

$$Z_c = \frac{(b_2 - 2t)(b_1 - 2t)^2}{4} - \frac{2}{3} r^3 - r^2(4 - \pi)\left(\frac{b_1}{2} - t - r\right) - Z_s$$

Z_s como em P.5.4.3

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2 f_{sd} - f_{cd1})}{2 b_2 f_{cd1} + 4 t (2 f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{cn} = (b_2 - 2t) h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{an} = b_2 h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn}$$

Z_{sn} como em P.5.4.3a.1)

a.2) eixo y:

Devem ser utilizadas as equações relativas ao eixo x, permutando-se entre si as dimensões b_1 e b_2, bem como os índices subscritos x e y.

b) seção tubular circular (Figura P.5-b):

Podem ser utilizadas as equações relativas às seções tubulares retangulares, com boa aproximação, substituindo-se b_1 e b_2 por D e r por ($D/2 - t$).

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

Anexo Q
(normativo)

Lajes mistas de aço e concreto

Q.1 Generalidades

Q.1.1 Escopo e esclarecimentos

Q.1.1.1 Este Anexo trata do projeto e do dimensionamento de lajes mistas de aço e concreto, apoiadas na direção perpendicular às nervuras. Aplica-se às situações onde as ações são consideradas predominantemente estáticas, inclusive em edifícios industriais cujos pisos podem ser submetidos a ações móveis.

Q.1.1.2 Ver O.1.3.

Q.1.2 Comportamento

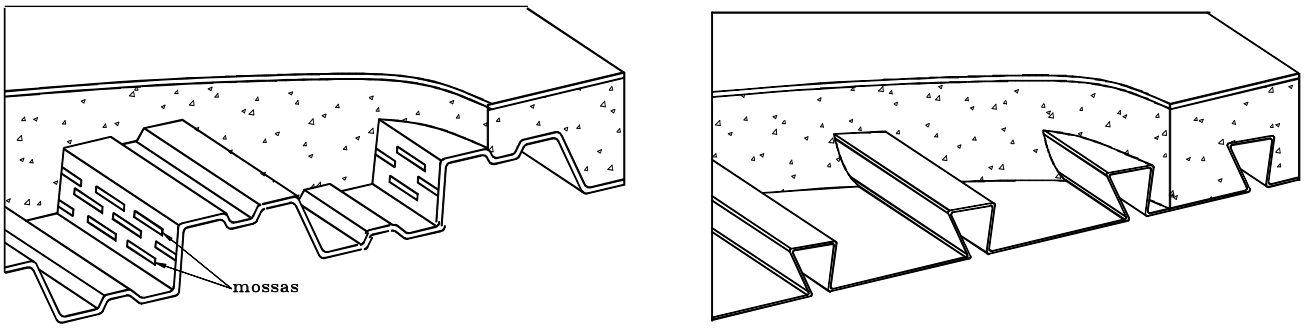
Q.1.2.1 Para os efeitos deste Anexo, laje mista de aço e concreto, também chamada de laje com fôrma de aço incorporada, é aquela em que, na fase final, o concreto atua estruturalmente em conjunto com a fôrma de aço, funcionando como parte ou como toda a armadura de tração da laje. Na fase inicial, ou seja, antes de o concreto atingir 75 % da resistência à compressão especificada, a fôrma de aço suporta isoladamente as ações permanentes e a sobrecarga de construção.

Q.1.2.2 Nas lajes mistas, a fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto. A aderência natural entre o aço e o concreto não é considerada efetiva para o comportamento misto, o qual deve ser garantido por (Figura Q.1):

c) ligação mecânica por meio de mossas nas fôrmas de aço trapezoidais;

d) ligação por meio do atrito devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço reentrantes.

Q.1.2.3 Outros meios para garantir o comportamento misto, além dos descritos em Q.1.2.2, podem ser usados, mas estão fora do escopo desta Norma.



a) Fôrma trapezoidal **b) Fôrma reentrante**

Figura Q.1 — Lajes mistas de aço e concreto

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Q.2 Verificação da fôrma de aço na fase inicial

Q.2.1 Estados-limites últimos

Q.2.1.1 A verificação da fôrma de aço na fase inicial deve ser feita com base na ABNT NBR 14762. Deve ser considerado adequadamente o efeito das mossas nas resistências de cálculo.

Q.2.1.2 Na verificação da fôrma de aço, deve ser utilizada análise elástica. Quando a fôrma for calculada como contínua, mesmo que ocorra flambagem local em partes comprimidas da seção, os esforços solicitantes podem ser determinados sem consideração de variação de rigidez.

Q.2.2 Estado-limite de serviço

O deslocamento máximo da fôrma de aço sob seu peso próprio e o peso do concreto fresco (excluindo-se a sobrecarga de construção) não deve exceder $L_F/180$ ou 20 mm, o que for menor, onde L_F é o vão teórico da fôrma na direção das nervuras. As propriedades geométricas da seção transversal devem ser determinadas de acordo com a ABNT NBR 14762.

Q.3 Verificação da laje na fase final

Q.3.1 Estados-limites últimos

A resistência de cálculo das lajes com fôrma de aço incorporada deve ser tal que suporte as solicitações de cálculo descritas em Q.3.1.1 a Q.3.1.4.

Q.3.1.1 Momento fletor

Q.3.1.1.1 Na determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo, a fôrma de aço deve resistir aos esforços de tração em conjunto com uma armadura adicional, caso exista, colocada na face inferior da laje. Na determinação do momento fletor negativo resistente de cálculo sobre os apoios em lajes contínuas, a contribuição da fôrma de aço aos esforços de compressão somente pode ser levada em conta se for contínua.

Q.3.1.1.2 Caso não haja armadura adicional, o momento fletor positivo resistente de cálculo deve ser calculado pelas seguintes expressões, para linha neutra acima e abaixo da face superior da fôrma de aço, respectivamente (ver Figuras Q.2 e Q.3):

$$M_{Rd} = N_{pa}(d_F - 0{,}5a)$$

$$M_{Rd} = N_{cf}\, y + M_{pr}$$

onde:

$$N_{pa} = A_{F,ef}\, f_{yFd}$$

$A_{F,ef}$ é área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1 000 mm), determinada desprezando-se a largura das mossas na seção transversal, a menos que se demonstre por meio de ensaios que uma área maior possa ser utilizada;

d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma;

a é a altura do bloco de compressão do concreto, dada por:

$$a = \frac{N_{pa}}{0{,}85\, f_{cd}\, b}$$

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

b é a largura unitária da laje, tomada igual a 1 000 mm;

$$y = h_t - 0{,}5 t_c - e_p + (e_p - e)\frac{N_{cf}}{N_{pa}}$$

M_{pr} é o momento de plastificação da fôrma de aço, reduzido pela presença da força axial, dado por:

$$M_{pr} = 1{,}25 M_{pa}\left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}}\right) \leq M_{pa}$$

M_{pa} é o momento de plastificação da fôrma de aço, considerando sua seção efetiva, dividido pelo coeficiente de ponderação da resistência γ_{a1};

$N_{cf} = 0{,}85\ b\ t_c\ f_{cd}$

t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;

h_t é a altura total da laje, incluindo a fôrma e o concreto;

e é a distância do centro geométrico da área efetiva da fôrma à sua face inferior;

e_p é a distância da linha neutra plástica da seção efetiva da fôrma à sua face inferior.

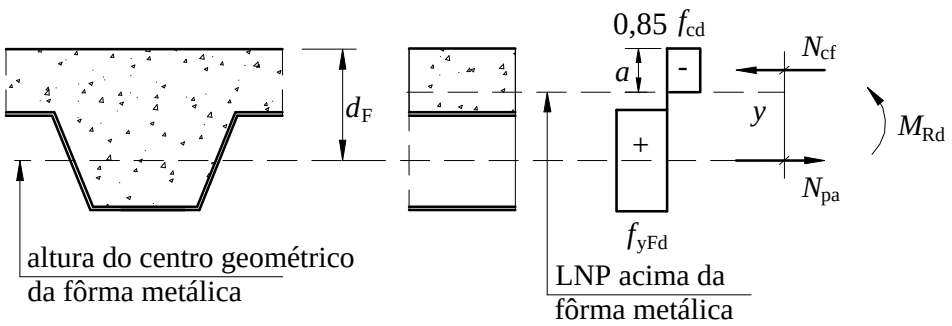


Figura Q.2 — Diagrama de tensões para momento positivo - Linha neutra plástica acima da fôrma de aço

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

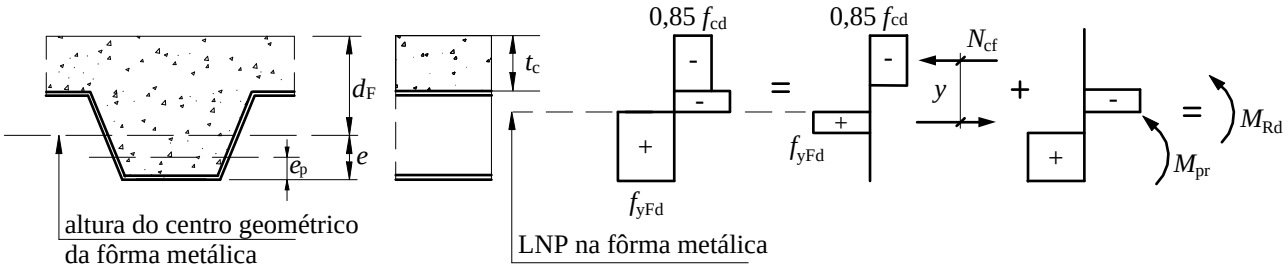


Figura Q.3 — Diagrama de tensões para momento positivo - Linha neutra plástica na fôrma de aço

Q.3.1.1.3 Caso haja armadura adicional para resistir ao momento fletor positivo, as expressões apresentadas em Q.3.1.1.2 devem ser adequadamente ajustadas.

Q.3.1.1.4 Deve-se assegurar que não haverá flambagem local da fôrma de aço preenchida com concreto. Para tanto, a largura plana de todos os elementos da fôrma (Figura Q.4), havendo ou não mossas no elemento considerado, deve atender à seguinte exigência:

$$b_F \leq \frac{26{,}49\sqrt{\dfrac{E}{f_{yF}}}}{(13\alpha - 1)} t_F \quad \text{quando } \alpha \geq 0{,}5$$

$$b_F \leq \frac{2{,}40\sqrt{\dfrac{E}{f_{yF}}}}{\alpha} t_F \quad \text{quando } \alpha < 0{,}5$$

onde:

α é a relação entre a largura da parte comprimida e a largura plana do elemento;

t_F é a espessura da fôrma de aço.

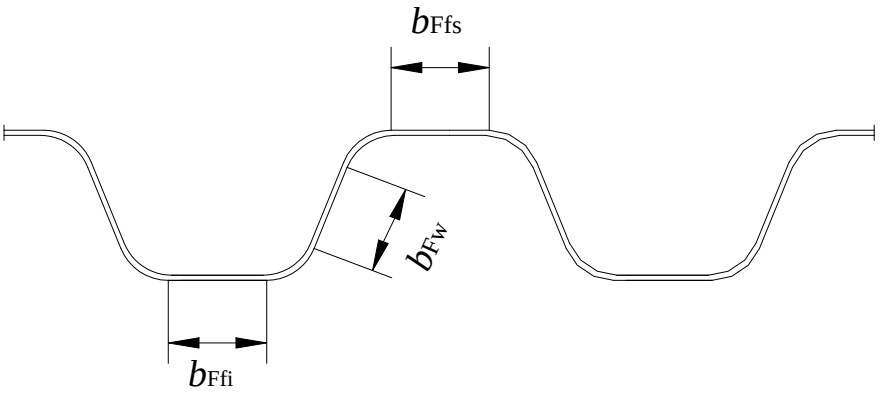


Figura Q.4 — Largura plana dos elementos da fôrma

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Q.3.1.2 Cisalhamento longitudinal

Q.3.1.2.1 A força cortante longitudinal resistente de cálculo de lajes com fôrma de aço incorporada, $V_{\ell,\mathrm{Rd}}$, em newton, relativa a 1 000 mm de largura, pode ser calculada pelo método semi-empírico *m-k*, usando-se a expressão a seguir:

$$V_{\ell,\mathrm{Rd}} = \frac{b\, d_{\mathrm{F}} \left[\left(\dfrac{m\, A_{\mathrm{F,ef}}}{b\, L_{\mathrm{s}}} \right) + k \right]}{\gamma_{\mathrm{s}\ell}}$$

onde:

d_{F} é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma (Figura Q.5), expressa em milímetros (mm);

b é a largura unitária da laje, tomada igual a 1 000 mm;

L_{s} é o vão de cisalhamento, expresso em milímetros (mm), conforme Q.3.1.2.2;

m e k são constantes empíricas, em newton por milímetro quadrado (N/mm^2), obtidas por meio de ensaios realizados conforme o Eurocode 4 Part 1-1 ou o CSSBI S2 ou o ANSI/ASCE 3, devidamente adaptadas para assegurar o nível de segurança desta Norma (no caso das duas últimas normas citadas, são necessárias ainda adaptações para que as constantes m e k tenham como dimensão força por unidade de área, em newton por milímetro quadrado);

$\gamma_{\mathrm{s}\ell}$ é o coeficiente de ponderação da resistência, igual ao determinado pela norma ou especificação utilizada nos ensaios;

$A_{\mathrm{F,ef}}$ é área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1 000 mm).

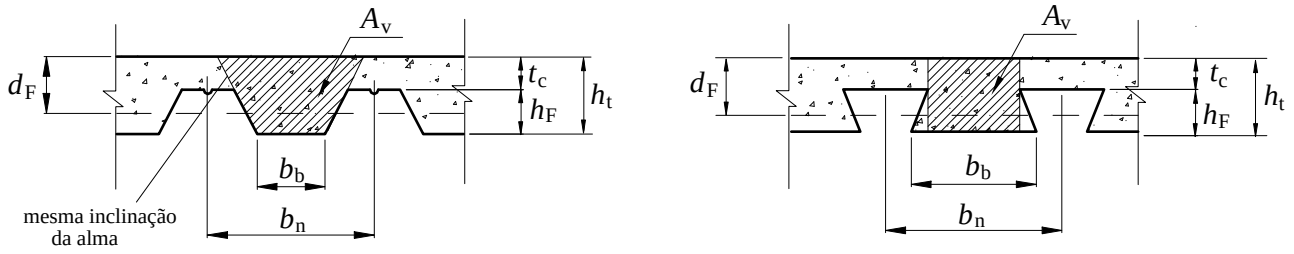


Figura Q.5 — Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto

Q.3.1.2.2 O vão de cisalhamento L_{s} deve ser tomado como:

a) $L_{\mathrm{F}} / 4$ para cargas uniformemente distribuídas, onde L_{F} é o vão teórico da laje na direção das nervuras;

b) a distância entre uma carga aplicada e o apoio mais próximo para duas cargas concentradas simétricas;

c) a relação entre o máximo momento e a maior reação de apoio, para outras condições de carregamento, incluindo combinação de carga distribuída ou cargas concentradas assimétricas (pode-se também efetuar uma avaliação com base em resultados de ensaios).

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Q.3.1.2.3 Quando a laje mista for projetada como contínua, é permitido o uso de um vão simplesmente apoiado equivalente para determinação da resistência. O comprimento desse vão pode ser tomado igual a 0,8 vez o vão real para vãos internos e a 0,9 vez para vãos de extremidade.

Q.3.1.2.4 Outros métodos para se calcular a resistência ao cisalhamento longitudinal podem ser utilizados, como, por exemplo, o método da interação parcial dado pelo Eurocode 4 Part 1-1. A resistência ao cisalhamento longitudinal pode ainda ser aumentada pela presença de conectores de cisalhamento nas vigas de apoio das lajes ou por outros meios que restrinjam o movimento relativo entre a fôrma de aço e o concreto, conforme prescrição do Eurocode 4 Part 1-1.

Q.3.1.3 Cisalhamento vertical

Q.3.1.3.1 A força cortante vertical resistente de cálculo de lajes com fôrma de aço incorporada, $V_{v,Rd}$, em newton, relativa a 1 000 mm de largura, deve ser determinada pela seguinte expressão:

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{max}$$

onde:

$V_{v,F,Rd}$ é a força cortante vertical resistente de cálculo da fôrma de aço incorporada, expressa em newton (N), relativa a 1 000 mm de largura, determinada conforme a ABNT NBR 14762;

$V_{v,c,Rd}$ é a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, expressa em newton (N), relativa a 1 000 mm de largura, determinada conforme Q.3.1.3.2;

V_{max} é um limite da força cortante, expresso em newton (N), relativo a 1 000 mm de largura, determinado conforme Q.3.1.3.3.

Q.3.1.3.2 A força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, expressa em newton (N), relativa a 1 000 mm de largura, é dada por:

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000\,\tau_{Rd}\,k_v\,(1{,}2 + 40\rho)\,A_v}{b_n}$$

com

$$\rho = \frac{A_s}{A_v} \leq 0{,}02$$

$$k_v = \begin{cases} \left(1{,}6 - \dfrac{d}{1000}\right) \geq 1{,}0 \text{ caso haja armadura longitudinal de tração que se estenda a não} \\ \qquad\qquad \text{menos que } d + \ell_{b,nec} \text{ além da seção considerada} \\ 1{,}0 \text{ nos outros casos} \end{cases}$$

$$\tau_{Rd} = 0{,}25\,f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{\eta\,f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

onde:

A_v é a área resistente do concreto (área hachurada da Figura Q.5), expressa em milímetros quadrados (mm^2);

A_s é a área da armadura longitudinal de tração, referente à área A_v, expressa em milímetros quadrados (mm^2);

d é a distância da face superior da laje de concreto ao centro da armadura longitudinal de tração, expressa em milímetros (mm);

b_n é a largura entre duas nervuras consecutivas, expressa em milímetros (mm) (Figura Q.5);

$\ell_{b,nec}$ o comprimento de ancoragem necessário, dado na ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, no Eurocode 2 Part 1-1 para o concreto de baixa densidade;

η é dado em O.1.3.4;

$f_{ctk,inf}$ é a resistência à tração direta característica inferior do concreto, segundo a ABNT NBR 6118, igual a $0{,}21 f_{ck}^{2/3}$, com $f_{ctk,inf}$ e f_{ck} expressas em megapascal (MPa).

Q.3.1.3.3 O limite da força cortante, expresso em newton (N), relativo a 1 000 mm de largura, é dado por:

$$V_{max} = \frac{1000 \times 0{,}285 (f_{ck})^{1/2} A_v}{b_n}$$

Q.3.1.4 Punção

A força cortante resistente de cálculo à punção provocada por uma carga concentrada, $V_{Rd,p}$, expressa em newton (N), pode ser determinada pela seguinte expressão (Figura Q.6):

$$V_{p,Rd} = u_{cr}\, d_1\, \tau_{Rd}$$

com:

$$d_1 = \frac{d_F + t_c}{2}$$

$$\tau_{Rd} = 0{,}13 k_p (100 \rho\, f_{ck})^{1/3} \geq 0{,}30\, f_{ctd}$$ (τ_{Rd} e f_{ck} expressas em megapascal (MPa))

$$k_p = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2{,}0$$

$$\rho = \sqrt{\rho_F\, \rho_s} \leq 0{,}02$$

onde:

u_{cr} é o perímetro crítico, expresso em milímetros (mm), conforme a Figura Q.6;

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma, expressa em milímetros (mm);

t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço, expressa em milímetros (mm);

ρ_F e ρ_s são as taxas de armadura nas direções longitudinal e transversal à fôrma, dadas por:

$$\rho_F = \frac{A_F + A_{s\ell}}{d_F\left(b_p + 2h_r + 3d_F\right)}$$

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{t_c\left(b_l + 2h_r + 3d_F\right)}$$

A_F é a área da seção da fôrma de aço, referente à largura (b_p+2h_r+3d_F), expressa em milímetros quadrados (mm^2);

$A_{s\ell}$ é a área da armadura longitudinal, referente à largura (b_p+2h_r+3d_F), expressa em milímetros quadrados (mm^2);

A_{st} é a área da armadura transversal, referente à largura (b_l+2h_r+3d_F), expressa em milímetros quadrados (mm^2);

b_l e b_p conforme Figura Q.6, expressas em milímetros (mm);

h_r é a altura do revestimento da laje, expressa em milímetros (mm), se houver.

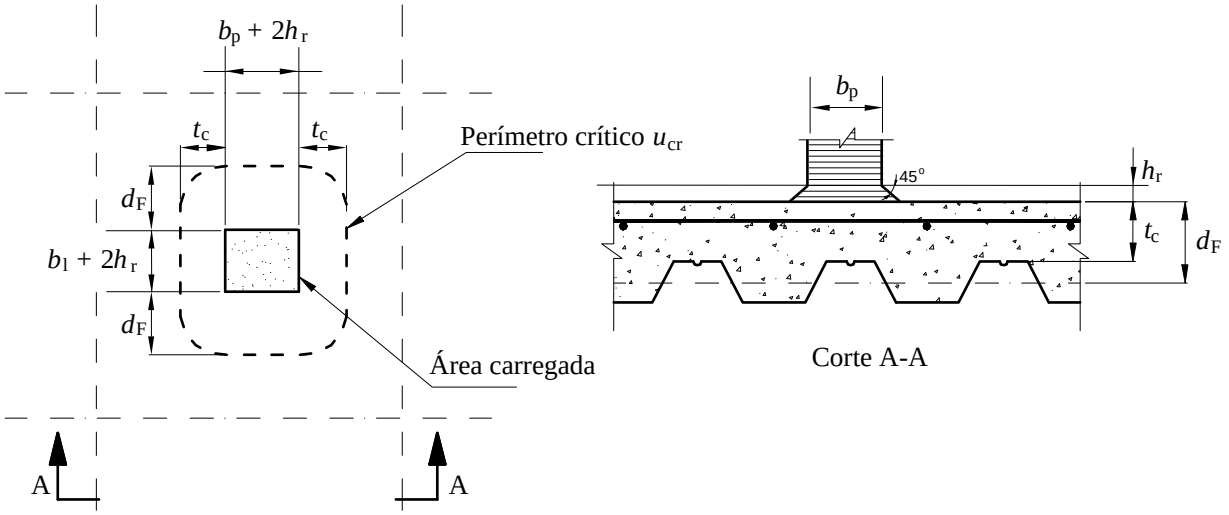


Figura Q.6 — Perímetro crítico para punção

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Q.3.2 Estado-limite de serviço

Q.3.2.1 Fissuração do concreto

O estado-limite de fissuração do concreto em regiões de momento negativo de lajes contínuas deve ser verificado de acordo com a ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, de acordo com o Eurocode 2 Part 1-1 para o concreto de baixa densidade. Para lajes calculadas como simplesmente apoiadas, deve-se colocar armadura para combater os efeitos de retração e temperatura com área não menor que 0,1 % da área de concreto acima da face superior da fôrma. Essa armadura deve ser colocada preferencialmente a 20 mm abaixo do topo da laje. Atenção especial deve ser dada à possibilidade de fissuração da laje nos locais onde possa haver tendência de continuidade dos elementos estruturais, como, por exemplo, nas ligações de vigas secundárias com vigas principais e em relação a pilares (ver Anexo N).

Q.3.2.2 Deslocamento vertical

O deslocamento vertical de lajes mistas de aço e concreto não pode ser maior que $L_F/350$, considerando apenas o efeito das ações variáveis, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras.

Q.4 Ações a serem consideradas

Q.4.1 Fase inicial

Q.4.1.1 As seguintes ações devem ser levadas em conta na determinação da resistência da fôrma de aço na fase inicial:

a) pesos próprios do concreto fresco, da fôrma de aço e da armadura;

b) sobrecarga de construção;

c) efeito de empoçamento, caso o deslocamento ultrapasse o valor dado em Q.4.1.4.

Q.4.1.2 A determinação dos esforços solicitantes deve levar em conta a seqüência de concretagem.

Q.4.1.3 A sobrecarga característica de construção deve ser tomada como o mais nocivo dos seguintes valores:

a) carga uniformemente distribuída conforme B.6;

b) carga linear de 2,2 kN/m perpendicular à direção das nervuras da fôrma, na posição mais desfavorável, somente para verificação do momento fletor.

Q.4.1.4 Se o deslocamento no centro do vão da fôrma, calculado com o seu peso próprio somado ao do concreto fresco, ultrapassar o valor de $L_F / 250$, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras, o efeito de empoçamento deve ser levado em conta, considerando-se um acréscimo na espessura nominal do concreto de 70 % do valor do deslocamento.

Q.4.2 Fase final

Para os estados-limites últimos de lajes mistas de aço e concreto, deve-se considerar que todo o carregamento é sustentado pelo sistema misto de aço e concreto.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Q.4.3 Combinações de ações

As combinações de ações devem ser feitas de acordo com 4.7, considerando-se a combinação de ações durante a construção para o dimensionamento da fôrma de aço na fase inicial. Nesse caso, o peso próprio do concreto fresco deve ser considerado ação variável.

Q.5 Disposições construtivas

As seguintes disposições construtivas precisam ser obedecidas:

a) a espessura de concreto sobre a fôrma deve ser de no mínimo 50 mm;

b) a dimensão máxima característica do agregado graúdo não deve exceder os seguintes valores:

— $0{,}40\,t_c$, onde t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço (Figura Q.5);

— $b_o/3$, onde b_o é a largura média das nervuras para fôrmas trapezoidais e a largura mínima das nervuras para fôrmas reentrantes (Figura Q.5);

— 30 mm;

c) a armadura adicional necessária para a resistência da laje ao momento positivo e a armadura necessária para o momento negativo devem obedecer às prescrições da ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, do Eurocode 2 Part 1-1, para o concreto de baixa densidade;

d) o comprimento mínimo de apoio deve ser o necessário para evitar que se atinjam os estados-limites correspondentes, tais como enrugamento da alma da fôrma de aço ou esmagamento do apoio; entretanto não pode ser inferior a 75 mm para apoio em aço ou concreto e 100 mm para apoio em outros materiais. Nas extremidades da fôrma esses valores podem ser reduzidos para 50 mm e 70 mm, respectivamente.

Q.6 Verificação da laje para cargas concentradas ou lineares

Q.6.1 Distribuição

Q.6.1.1 Quando cargas concentradas ou lineares paralelas às nervuras da fôrma de aço forem suportadas pela laje, pode-se considerá-las como distribuídas em uma largura b_m, medida imediatamente acima do topo da fôrma, de acordo com a Figura Q.7, dada por:

$$b_m = b_p + 2(t_c + h_r)$$

onde:

b_p é a largura da carga concentrada perpendicular ao vão da laje;

t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;

h_r é a altura do revestimento da laje, se houver.

Q.6.1.2 Para cargas lineares perpendiculares às nervuras, a mesma fórmula de Q.6.1.1 pode ser utilizada, desde que a largura b_p seja tomada como o comprimento da carga linear.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

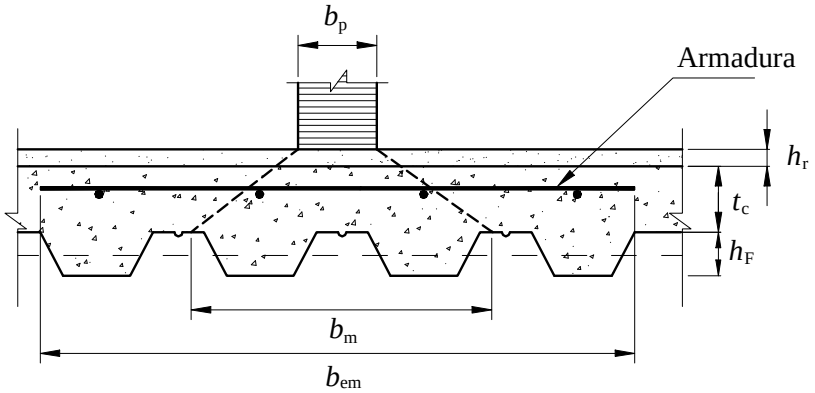


Figura Q.7 — Distribuição das cargas concentradas ou lineares

Q.6.2 Largura efetiva

Q.6.2.1 Para determinação da resistência, deve-se considerar uma largura efetiva que não supere os seguintes valores:

a) para momento fletor e cisalhamento longitudinal:

— nos casos de vãos simples e tramos extremos de lajes contínuas:

$$b_{em} = b_m + 2\,L_p\left(1 - \frac{L_p}{L_F}\right)$$

— no caso de tramos internos de lajes contínuas:

$$b_{em} = b_m + 1{,}33\,L_p\left(1 - \frac{L_p}{L_F}\right)$$

b) para cisalhamento vertical:

$$b_{ev} = b_m + L_p\left(1 - \frac{L_p}{L_F}\right)$$

onde:

L_p é a distância do centro da carga ao apoio mais próximo;

L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras.

Q.6.2.2 Não podem ser considerados valores para b_{em} e b_{ev} superiores a $2\,700[t_c/(h_F + t_c)]$, em milímetros, onde h_F é a altura da fôrma de aço e t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma (Figura Q.7). Esse limite não se aplica para cargas lineares perpendiculares às nervuras e para qualquer situação quando a armadura de distribuição for igual ou superior a 0,2 % da área de concreto acima da fôrma de aço.

Q.6.3 Armadura de distribuição

Q.6.3.1 Para assegurar a distribuição das cargas concentradas ou lineares, deve-se colocar armadura transversal de distribuição em toda a largura efetiva considerada, devidamente ancorada conforme prescrições

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

da ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, do Eurocode 2 Part 1-1 para o concreto de baixa densidade. Essa armadura pode ser calculada para o momento transversal dado por (ver Figura Q.8):

$$M_{\mathrm{d,Rd}} = \frac{F_{\mathrm{d}}\, b_{\mathrm{em}}}{15\, w} \text{ ou } M_{\mathrm{d,Rd}} = \frac{F_{\mathrm{d}}\, b_{\mathrm{ev}}}{15\, w}$$, o que for aplicável, com

$$w = \frac{L_{\mathrm{F}}}{2} + b_{\mathrm{l}} \leq L_{\mathrm{F}}$$

onde:

F_{d} é a carga concentrada de cálculo;

b_{l} é a largura da carga concentrada na direção paralela ao vão da laje;

L_{F}, b_{em} e b_{ev} são dados em Q.6.2.

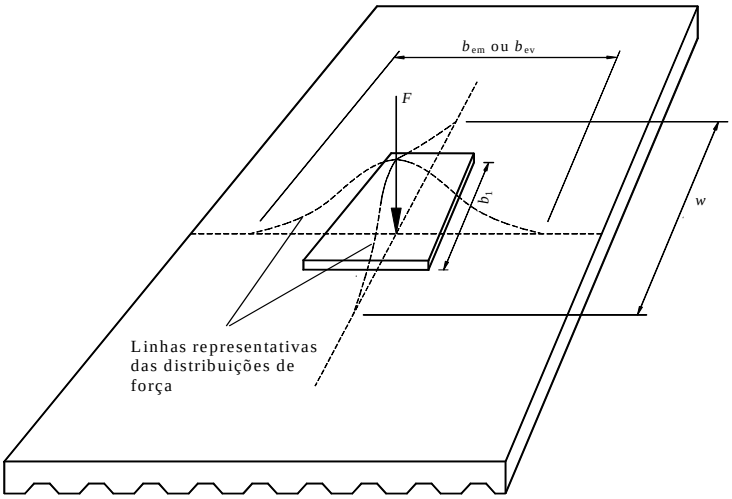


Figura Q.8 — Armadura de distribuição

Q.6.3.2 Para carga linear paralela ao vão pode-se adotar o mesmo processo descrito em Q.6.3.1, tomando-se para F_{d} o valor da carga no comprimento b_{l} ou L_{F}, o que for menor.

Q.6.3.3 Na ausência de armadura de distribuição, a largura efetiva deve ser tomada como b_{m}, exceto no caso de carga linear perpendicular ao vão, onde se pode adotar somente a armadura nominal de 0,1 % da área de concreto acima da face superior da fôrma, conforme Q.3.2.1.

Q.7 Aços utilizados para fôrma e revestimento

Q.7.1 As fôrmas de aço devem ser fabricadas com chapas de aço estrutural que atendam aos requisitos da ABNT NBR 14762.

Q.7.2 Uma galvanização, com massa total de 275 g/m^2 de zinco, considerando-se ambas as faces, normalmente é suficiente em ambientes não agressivos. Em outros ambientes, pode-se aumentar adequadamente a massa de zinco ou usar, adicionalmente à galvanização, pintura apropriada para manter a integridade da fôrma.

Q.7.3 Proteções diferentes das citadas em Q.7.2 somente podem ser usadas caso seja demonstrado por estudos apropriados que a integridade da fôrma será mantida pelo período de tempo desejado.

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

Anexo R
(normativo)

Ligações mistas

R.1 Escopo e esclarecimentos

R.1.1 Uma ligação é denominada mista quando a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar ou para outra viga mista no vão adjacente (quando o apoio das duas vigas mistas for um pilar, este pode participar da distribuição de momentos no nó). Quando o momento na viga for negativo, a armadura da laje é tracionada, e quando for positivo, a laje é comprimida (por exemplo, devido ao efeito do vento em pórticos).

R.1.2 As ligações mistas são usadas em vigas mistas contínuas e semicontínuas. Nas vigas mistas contínuas a ligação deve assegurar continuidade total do componente de aço e da laje de concreto nos apoios. Nas vigas mistas semicontínuas, a ligação mista é obtida a partir de uma ligação metálica flexível ou semi-rígida, aumentando substancialmente sua rigidez e sua resistência a momento.

R.1.3 Neste Anexo somente são abordadas ligações mistas de vigas mistas semicontínuas sujeitas a momento negativo, que não participam do sistema de estabilidade lateral da edificação. É apresentado um procedimento completo, com base no comportamento dos componentes, válido exclusivamente para as ligações mostradas nas Figuras R.1 a R.3, com os tipos de lajes mencionados em O.1.1.1, sendo que o elemento de apoio pode ser um pilar ou uma viga. Informações para utilização do procedimento de cálculo que tem por base a relação momento-rotação de ligações mistas pré-qualificadas podem ser encontradas em S.6.

R.1.4 De maneira geral, uma ligação mista tem grande rigidez inicial; não tem, todavia, a mesma resistência à flexão da viga mista suportada por ela, sendo, portanto, uma ligação de resistência parcial. Ligações de resistência parcial devem ter capacidade de rotação suficiente para não sofrerem colapso antes que a viga atinja uma determinada situação caracterizada como estado-limite último (por exemplo, formação de rótulas plásticas nas ligações mistas e desenvolvimento de momento próximo ao de plastificação total no vão da viga mista).

R.1.5 Ver O.1.3.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

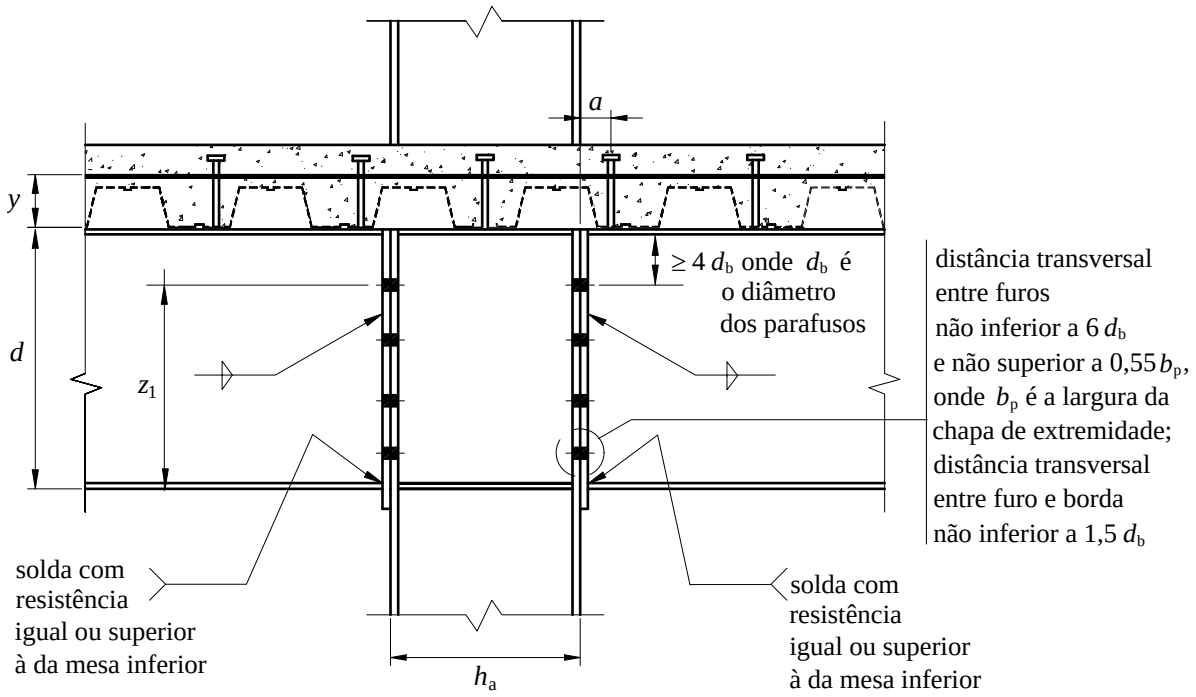


Figura R.1 — Ligação mista com chapa de extremidade com altura total

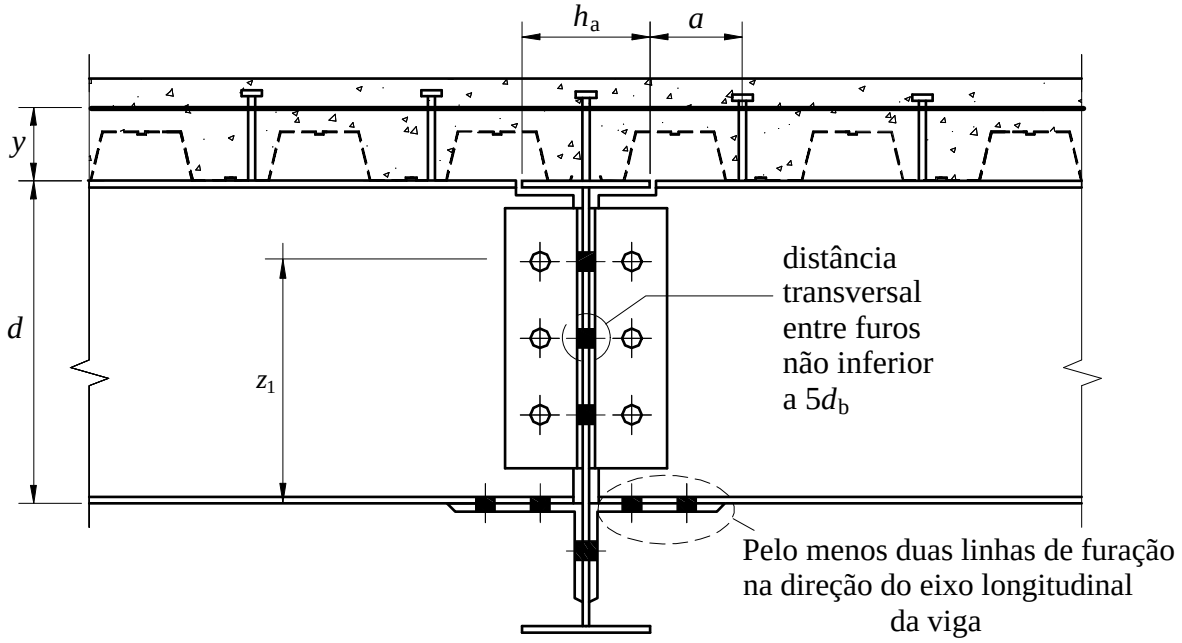


Figura R.2 — Ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma (duas por viga) e na mesa inferior da viga apoiada

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

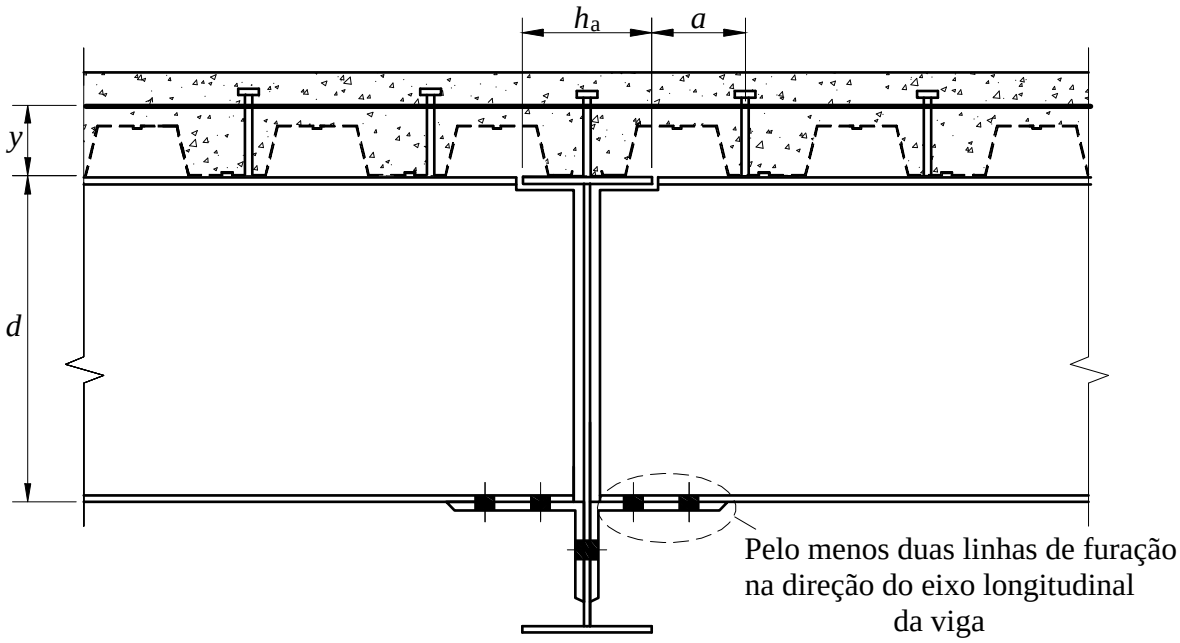


Figura R.3 — Ligação mista com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada

R.2 Comportamento dos componentes das ligações mistas

R.2.1 Componentes

Em uma ligação mista podem ser considerados três componentes: a armadura da laje de concreto, os conectores de cisalhamento e a ligação metálica (do perfil de aço). No caso da armadura, apenas as barras situadas na largura efetiva da laje de concreto na região de momento negativo, dada em R.2.2, participam da ligação mista.

R.2.2 Largura efetiva e exigências adicionais

A largura efetiva é determinada como em O.2.2.2 para os trechos de momento negativo. Além de respeitar a largura efetiva, quando o apoio for um pilar, as barras da armadura longitudinal devem estar situadas de cada lado da linha de centro do pilar a uma distância máxima de $2{,}5b_c$ dessa linha, sendo b_c a largura do pilar na direção transversal às vigas. Adicionalmente, deve-se prever uma armadura transversal ao eixo das vigas, situada de cada lado do pilar, também a uma distância máxima de $2{,}5b_c$, com área mínima de 50 % da área de armadura longitudinal.

R.2.3 Comportamento das barras da armadura tracionada

R.2.3.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial proporcionada pelas barras da armadura da laje de concreto é dada por $k_s = \dfrac{A_{s\ell} E_s}{\dfrac{h_a}{2}}$

onde:

$A_{s\ell}$ é a área da seção transversal da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da mesa de concreto;

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

h_a é a largura do elemento de apoio, paralelamente à armadura (Figuras R.1 a R.3);

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura.

R.2.3.2 Força resistente de cálculo

A força resistente de cálculo das barras da armadura relaciona-se com o escoamento delas e é dada por:

$$F_{s,Rd} = f_{sd} A_{s\ell}$$

R.2.3.3 Capacidade de deformação

A capacidade de deformação das barras da armadura, que devem ser de aço CA-50 com diâmetro mínimo de 12,5 mm, é dada por:

$$\Delta_{us} = L \varepsilon_{smu}$$

onde:

L é o comprimento de referência para levar em conta o efeito do concreto que envolve a armadura, podendo ser tomado igual a 200 mm, sendo que as distâncias do primeiro conector até a face e até o centro do elemento de apoio não podem ser inferiores a 100 mm e 200 mm, respectivamente;

ε_{smu} é a deformação da armadura envolvida pelo concreto, correspondente ao limite de resistência (Figura R.4), igual a:

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \Delta\varepsilon_{sr} + \delta_o \left(1 - \frac{\sigma_{sr\ell}}{f_{ys}}\right)\left(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}\right)$$

com:

β_t igual a 0,4;

δ_o igual a 0,8;

$$\Delta\varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} k_c}{\delta_s E_s}$$

$$\sigma_{sr\ell} = \frac{f_{ctm} k_c}{\delta_s}\left(1 + \frac{\delta_s E_s}{E_c}\right)$$

f_{ctm} igual à resistência média do concreto à tração, dada em O.6.3.1;

k_c definido em O.6.2.2;

δ_s igual à taxa de armadura (relação $A_{s\ell}/A_c$);

A_c igual à área da mesa de concreto;

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

ε_{sy} e ε_{su} iguais às deformações correspondentes à resistência ao escoamento e à resistência máxima à tração da armadura isolada, respectivamente.

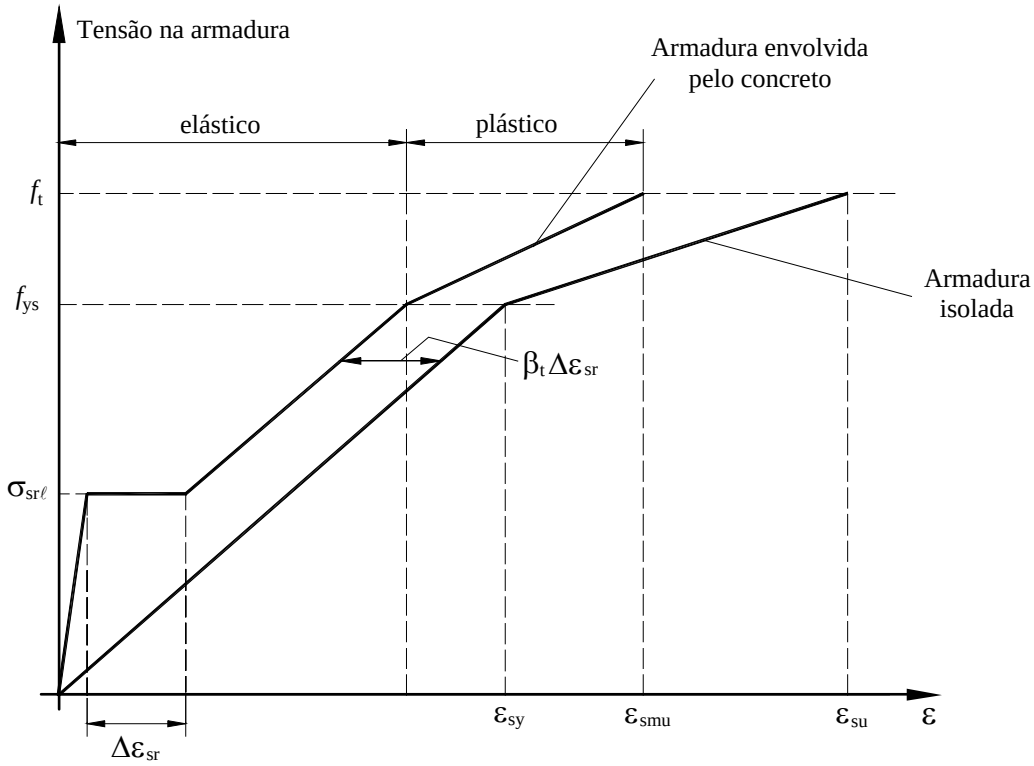


Figura R.4 — Diagrama dos comportamentos idealizados tensão-deformação da armadura isolada e da armadura envolvida pelo concreto

R.2.4 Comportamento dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo

R.2.4.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial proporcionada pelos conectores de cisalhamento na região de momento negativo é dada por:

$$k_{cs} = \frac{n\,k_r}{\alpha}$$

onde:

n é o número de conectores na região de momento negativo (entre a seção de momento máximo negativo e a de momento nulo);

k_r é igual a 120 kN/mm para conectores com diâmetro de 22 mm, em lajes maciças, e igual a 100 kN/mm para conectores com diâmetro de 19 mm, em lajes maciças ou em lajes com fôrma de aço incorporada para as quais o produto $R_g R_p$, onde R_g é dado em O.4.2.1.2 e R_p em O.4.2.1.3, seja igual ou superior a 0,75;

$$\alpha = \nu - \frac{(\nu - 1)(d + y)}{d_s(\xi + 1)}$$

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31
Impresso por: PETROBRAS

$$\xi = \frac{I_a}{d_s^2 A_{s\ell}}$$

$$\nu = \sqrt{\frac{(\xi+1) n\ k_r\ L_1\ d_s^2}{E_a\ I_a}}$$

d e y são grandezas geométricas, mostradas nas Figuras R.1 a R.3;

E_a é o módulo de elasticidade do aço;

L_1 é o comprimento da viga adjacente ao nó, na região de momento negativo, podendo ser tomado como 15 % do vão;

d_s é a distância do centro geométrico do perfil de aço ao centro geométrico da armadura;

I_a é o momento de inércia do perfil de aço.

R.2.4.2 Força resistente de cálculo

A força resistente de cálculo dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo deve ser igual ou superior à da armadura, logo:

$$F_{cs,Rd} = \sum Q_{Rd} \geq F_{s,Rd}$$

onde Q_{Rd} é a resistência de cálculo de um conector, conforme O.4.2.

R.2.4.3 Capacidade de deformação

A capacidade de deformação dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo é dada por:

$$s^{(B)} = 2\, s^{(A)} \frac{F_s^{(B)}}{F_s^{(A)}}$$

onde:

$s^{(A)} = \dfrac{0{,}7\, Q_{Rk}}{k_r}$ sendo Q_{Rk} é a força resistente nominal de um conector, igual a $\gamma_{cs}\ Q_{Rd}$ (ver O.4.2.1.1);

$$F_s^{(A)} = k_{cs}\ s^{(A)}$$

$$F_s^{(B)} = A_{s\ell}\ f_{ys}$$

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

R.2.5 Comportamento das partes metálicas da ligação mista

R.2.5.1 Ligação da alma da viga apoiada

Nesta Norma permite-se desprezar a contribuição da ligação da alma da viga apoiada para a rigidez e a resistência a momento da ligação mista, nos casos das Figuras R.1 e R.2, considerando-se esta ligação apenas para a transmissão da força cortante. Para esta simplificação é necessário que as espessuras das cantoneiras da alma na Figura R.2 e da chapa de extremidade na Figura R.1 não superem 0,5 vez o diâmetro dos parafusos e que, para a ligação da Figura R.2, a posição da LNP dada pela equação de y_{LNP} de R.3.3 respeite a limitação dada na Figura R.5. Além disso, λ_{dist} não deve superar 0,4 (ver O.2.5 – Anexo O).

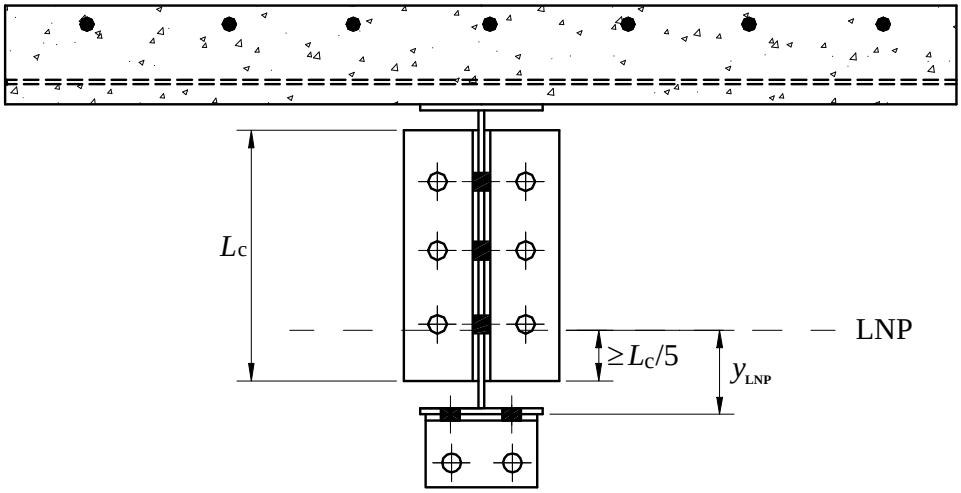


Figura R.5 — Limitação da posição da LNP para a ligação da Figura R.2

Caso se deseje levar em conta a contribuição da ligação da alma da viga apoiada para a rigidez e a resistência a momento da ligação mista, devem-se efetuar as adaptações necessárias e superpor os efeitos de momento e força cortante nessa ligação. Nesse caso, quando as ligações são feitas com as mesas de um pilar, deve ser verificada a alma do pilar para as solicitações introduzidas pelas cantoneiras ou pelas chapas de extremidade na região da ligação das almas das vigas apoiadas.

Quanto à capacidade de rotação, considera-se que, atendidas as limitações dadas nesta subseção, as ligações da alma não reduzem a capacidade de rotação da ligação mista completa.

R.2.5.2 Ligação da mesa inferior da viga apoiada

R.2.5.2.1 Enrijecedores da alma do pilar

Na rigidez, na resistência e na capacidade de deformação dadas em R.2.5.2.2 e R.2.5.2.3, quando as ligações são feitas com as mesas de um pilar, considera-se que haja um par de enrijecedores na alma do pilar, como mostrado na Figura R.1, com área superior ou igual à da mesa inferior da viga apoiada (nas Figuras R.2 e R.3, caso as ligações fossem com as mesas de um pilar, deveria haver o par de enrijecedores com a área citada, no mesmo nível da aba horizontal da cantoneira). O dimensionamento desses enrijecedores deve ser feito conforme 5.7. Caso se deseje não usar tais enrijecedores, devem-se alterar adequadamente a rigidez, a resistência e a capacidade de deformação da ligação da mesa inferior.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

R.2.5.2.2 Ligação mista com chapa de extremidade com altura total (Figura R.1)

R.2.5.2.2.1 Rigidez inicial

Considera-se que a rigidez inicial da ligação da mesa inferior com solda de penetração total, ou com filete duplo de resistência de cálculo pelo menos 20 % superior à da mesa ao escoamento, seja infinita:

$$k_{\mathrm{i}} = \infty$$

R.2.5.2.2.2 Força resistente de cálculo

A força resistente de cálculo é baseada na resistência ao esmagamento da mesa inferior (com a solda atendendo a R.2.5.2.2.1) e deve ser igual ou superior à da armadura. Logo:

$$F_{\mathrm{i,Rd}} = 1{,}25\ f_{\mathrm{yd}}\ A_{\mathrm{fi}} \geq F_{\mathrm{s,Rd}}$$

onde A_{fi} é a área da mesa inferior do perfil de aço.

R.2.5.2.2.3 Capacidade de deformação

Considera-se que a capacidade de deformação da ligação (com a solda atendendo a R.2.5.2.2.1) seja nula:

$$\Delta_{\mathrm{ui}} = 0$$

R.2.5.2.3 Ligações com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior ou apenas com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada (Figuras R.2 e R.3)

R.2.5.2.3.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial da ligação parafusada da mesa inferior do perfil de aço, considerando-se que a folga entre os parafusos e os furos tenha desaparecido na fase de montagem e concretagem, sem escoramento, é dada por:

$$k_{\mathrm{i}} = \frac{n_{\ell}}{\dfrac{1}{k_{\mathrm{p1}}} + \dfrac{1}{k_{\mathrm{p2}}} + \dfrac{1}{k_{\mathrm{b}}}}$$

onde:

n_{ℓ} é o número de linhas de parafusos na aba horizontal da cantoneira, transversais à direção da força de compressão na mesa inferior apoiada do perfil de aço, com dois parafusos por linha;

$$k_{\mathrm{p1}} = 24 k_{\mathrm{s}}\ k_{\mathrm{t1}}\ d_{\mathrm{b}}\ f_{\mathrm{u1}}$$

$$k_{\mathrm{p2}} = 24 k_{\mathrm{s}}\ k_{\mathrm{t2}}\ d_{\mathrm{b}}\ f_{\mathrm{u2}}$$

$$k_{\mathrm{b}} = \frac{16\ f_{\mathrm{ub}}\ d_{\mathrm{b}}^{2}}{d_{\mathrm{m}}}$$

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

$k_s = \dfrac{S}{4\,d_b} + 0{,}375 \leq 1{,}25$ (parâmetro associado ao rasgamento entre furos; não existe rasgamento entre furo e borda em juntas comprimidas);

$$k_{t1} = \frac{1{,}5\,t_{p1}}{d_m} \leq 2{,}5$$

$$k_{t2} = \frac{1{,}5\,t_{p2}}{d_m} \leq 2{,}5$$

d_b é o diâmetro dos parafusos;

f_{u1} e f_{u2} são as resistências à ruptura dos aços estruturais da cantoneira e da mesa inferior do perfil de aço, respectivamente;

f_{ub} é a resistência à ruptura do aço dos parafusos à tração;

d_m é um diâmetro de referência, tomado igual a 16 mm;

S é o espaçamento entre parafusos na direção da força;

t_{p1} e t_{p2} são as espessuras da cantoneira e da mesa inferior do perfil de aço, respectivamente.

R.2.5.2.3.2 Força resistente de cálculo

A força resistente de cálculo da ligação parafusada é a menor entre as forças resistentes de cálculo dos parafusos, da mesa inferior e da cantoneira inferior e deve ser igual ou superior à da armadura. Logo:

$$F_{i,Rd} = \text{menor entre} \left\{ \begin{array}{l} n_b\,F_{b,Rd} \\ 1{,}25\,f_{yd}\,A_{fi} \\ f_{L,yd}\,A_L \end{array} \right\} \geq F_{s,Rd}$$

onde:

n_b é o número de parafusos;

$F_{b,Rd}$ é a força resistente de cálculo de um parafuso, levando em conta o cisalhamento do parafuso ($F_{v,Rd}$) e a pressão de contato nos furos ($F_{c,Rd}$), conforme 6.3.3.2 e 6.3.3.3, respectivamente;

$F_{L,yd}$ é a resistência de cálculo ao escoamento do aço da cantoneira inferior;

A_L é a área da aba da cantoneira inferior ligada ao perfil de aço.

Na ligação apenas com cantoneiras na mesa inferior (Figura R.3), a ligação dessa mesa é responsável também pela transmissão da força cortante, cujo efeito deve ser superposto ao da força de compressão.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

R.2.5.2.3.3 Capacidade de deformação

O limite para o deslocamento horizontal da extremidade da mesa inferior da viga é tomado igual a 3 mm:

$$\Delta_{ui} = 3\,\text{mm}$$

R.3 Propriedades fundamentais da ligação mista completa

R.3.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial da ligação, S_i, definida como a relação entre o momento solicitante e a rotação da ligação, é dada pela expressão seguinte, desprezando-se a contribuição da ligação da alma e admitindo-se que as extremidades da viga e da laje sofram a mesma rotação θ, apesar do escorregamento (Figura R.6):

$$S_i = \frac{M}{\theta} = \frac{(d+y)^2}{\dfrac{1}{k_s} + \dfrac{1}{k_{cs}} + \dfrac{1}{k_i}}$$

onde:

d e y são a altura do perfil de aço e a distância do topo do perfil ao centro da armadura, respectivamente, conforme Figuras R.1 a R.3;

k_s é a rigidez inicial das barras da armadura, determinada conforme R.2.3.1;

k_{cs} é a rigidez inicial dos conectores, determinada conforme R.2.4.1;

k_i é a rigidez inicial da ligação inferior dada em R.2.5.2.2 ou R.2.5.2.3, o que for aplicável.

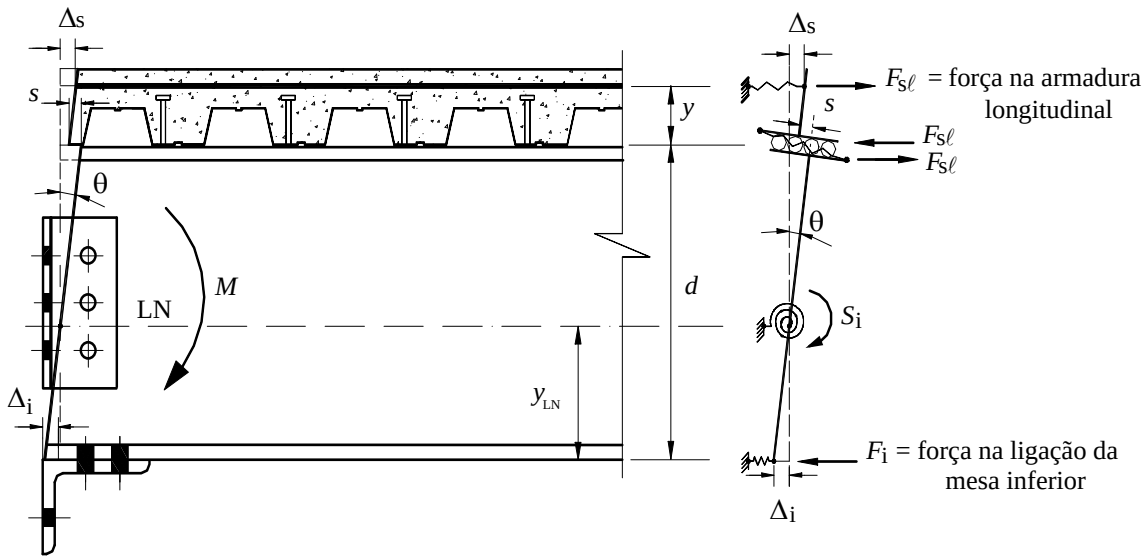


Figura R.6 — Modelo para a rigidez do conjunto da ligação mista

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

Impresso por: PETROBRAS

R.3.2 Momento fletor resistente

O momento fletor resistente da ligação mista dado a seguir é baseado nas seguintes condições:

a) os conectores na região de momento negativo e os elementos envolvidos na ligação da mesa inferior devem ter resistências de cálculo superiores às das barras de armadura (ver R.2.4.2 e R.2.5.2);

b) a solda inferior de composição do perfil, na região próxima à ligação, em um comprimento igual à altura do perfil, deve ter força resistente de cálculo a cisalhamento igual ou superior à da alma;

c) o perfil de aço deve ter seção transversal com:

— relação entre largura e espessura da mesa inferior não superior a $0{,}38\sqrt{E/f_y}$;

— relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma, menos duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma no caso de perfis laminados, e a espessura desse elemento não superior a $3{,}76\sqrt{E/f_y}$, com posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo;

d) não pode ser reduzido pela flambagem por distorção da viga mista junto à ligação (ver O.2.5);

e) a força axial na viga apoiada é desprezável.

Atendidas tais condições, o momento fletor resistente de cálculo é:

$$M^{-}_{\mathrm{Rd}} = f_{\mathrm{sd}}\, A_{\mathrm{s}\ell}\,(d + y)$$

onde $A_{\mathrm{s}\ell}$ é a área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto.

R.3.3 Capacidade de rotação

A capacidade de rotação da ligação é determinada atribuindo-se aos deslocamentos dos componentes seus valores-limites:

$$\theta_{\mathrm{u}} = \frac{\Delta_{\mathrm{us}} + \Delta_{\mathrm{ui}} + s^{(\mathrm{B})}}{d + y}$$

com Δ_{us}, Δ_{ui}, e $s^{(\mathrm{B})}$ determinados de acordo com R.2.3.3, R.2.5.2.2.3 ou R.2.5.2.3.3 (conforme o caso abordado) e R.2.4.3, respectivamente;

A posição da linha neutra plástica, a partir da face inferior do perfil de aço, é obtida pela equação:

$$y_{\mathrm{LNP}} = \frac{(d + y)\,\Delta_{\mathrm{ui}}}{\Delta_{\mathrm{us}} + \Delta_{\mathrm{ui}} + s^{(\mathrm{B})}}$$

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

R.4 Capacidade de rotação necessária

Como a resistência última da ligação mista é sempre menor que o momento plástico negativo da viga mista, a própria ligação tem que garantir a rotação necessária para o desenvolvimento do máximo momento positivo da viga (inferior ao momento plástico), quando se faz análise plástica. A capacidade de rotação disponível é dada em R.3.3 e pode ser aumentada em 10 % para construção não-escorada.

As Tabelas R.1, R.2 e R.3 obtidas a partir das relações momento-curvatura nos regimes elástico e elasto-plástico, apresentam as rotações necessárias em miliradianos para construções não-escoradas, considerando os coeficientes β_{vm} para determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo M_{Rd}, iguais a 0,95, 0,90 e 0,85, respectivamente (ver O.2.3.1.1), aços estruturais com resistências ao escoamento, f_y, de 350 MPa e 275 MPa, três tipos de carregamento e diferentes relações entre vão e altura da seção mista. Para que as Tabelas sejam aplicáveis é necessário que:

a) o momento fletor resistente de cálculo da ligação seja igual ou superior a 30 % de M_{Rd} dado em O.2.3;

b) cada tramo da viga tenha ligações mistas em ambas as extremidades ou tenha uma extremidade perfeitamente rotulada e outra com ligação mista.

Nessas tabelas:

L/d_t é a relação entre o comprimento do tramo e a altura total da viga mista;

DL significa carga uniformemente distribuída;

1CL significa uma carga concentrada no centro da viga;

2CL significa duas cargas concentradas nos terços do vão da viga.

Tabela R.1 — Capacidade de rotação necessária (mrad) - β_{vm} = 0,95

L/d_t	f_y = 350 MPa		f_y = 275 MPa	
	DL e 1CL	2CL	DL e 1CL	2CL
15	29	43	28	39
20	46	64	38	52
25	57	80	46	63
30	67	95	54	74

Tabela R.2 — Capacidade de rotação necessária (mrad) - β_{vm} = 0,90

L/d_t	f_y = 350 MPa		f_y = 275 MPa	
	DL e 1CL	2CL	DL e 1CL	2CL
15	22	32	21	29
20	35	48	29	39
25	43	60	35	47
30	50	71	41	56

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Tabela R.3 — Capacidade de rotação necessária (mrad) - β_{vm} = 0,85

L/d_t	f_y = 350 MPa		f_y = 275 MPa	
	DL e 1CL	2CL	DL e 1CL	2CL
15	15	22	14	20
20	23	32	19	26
25	29	40	23	32
30	34	48	27	37

No caso de construções escoradas, as rotações necessárias são inferiores aos valores tabelados, podendo ser tomadas iguais a 70 % destes valores.

As Tabelas R.1, R.2 e R.3 podem ser usadas para outras situações, fazendo-se os seguintes ajustes:

a) para aços estruturais com resistência ao escoamento, f_y, entre 275 MPa e 350 MPa, pode-se interpolar linearmente na Tabela (não são previstos aços com resistência ao escoamento maior que 350 MPa);

b) para aços com f_y = 250 MPa, podem ser usados, do lado da segurança, os valores indicados para f_y = 275 MPa.

R.5 Análise de vigas mistas semicontínuas

R.5.1 Fase inicial (antes de o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada) - Construção não-escorada

A determinação de flechas e de momentos fletores (característicos e de cálculo) apenas no perfil de aço pode ser feita considerando-se as ligações como flexíveis (momento nulo), no caso da ligação da Figura R.3. Nos casos das ligações das Figuras R.1 e R.2 pode-se considerar as ligações metálicas como semi-rígidas ou, conservadoramente, como flexíveis. O momento fletor resistente de cálculo do perfil de aço deve ser igual ou superior ao momento fletor solicitante de cálculo.

A consideração das ligações das Figuras R.1 e R.2 como flexíveis exige que o produto da rotação de apoio da viga, na fase inicial, calculada elasticamente, pela distância z_1, seja igual ou inferior a 2 mm na ligação da Figura R.1 e a 3 mm na ligação da Figura R.2.

R.5.2 Fase final (após o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada) - Construção não-escorada

Os procedimentos de análise para sistemas contínuos e semicontínuos são dados em 4.10 e em O.1.2.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

Anexo S
(informativo)

Bibliografia

S.1 Generalidades

Este Anexo apresenta, de S.2 a S.6, textos técnicos que, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, podem ser utilizados como complemento a partes específicas desta Norma. Caso isso ocorra, devem ser feitos estudos adicionais para manter o nível de segurança previsto nesta Norma.

S.2 Texto de interesse de 6.8

Fisher, J. M. & Klaiber, L. A. (2006). Base plate and anchor rod design. Steel Design Guide 1, 2a. edição, American Institute of Steel Construction, Chicago.

S.3 Textos de interesse do Anexo I

a) Darwin, David (1990). Steel and composite with web openings. Steel Design Guide 2, American Institute of Steel Construction, Chicago.

b) Lawson, R. M. (1987). Design for openings in the webs of composite beams, The Steel Construction Institute, Ascot, Berkshire, UK.

c) Veríssimo, G. S; Fakury, R. H. ; Ribeiro, J. C. L. (2006). Design Aids for Unreinforced Web Openings in Steel and Composite Beams with W-Shapes, *AISC Engineering Journal*, Third Quarter 2006, pp.163-172, American Institute for Steel Construction. Chicago. [*Versão em Espanhol: Veríssimo, G. S; Fakury, R. H. ; Ribeiro, J. C. L. (2007). Ayudas para el diseño de perforaciones de almas no reforzadas en vigas de acero y vigas compuestas con perfiles W, Acero Latinoamericano, #502, pp.36-44, ISSN 0034-9798, Instituto Latinoamericano del Ferro y el Acero (ILAFA), Santiago, Chile*].

S.4 Textos de interesse de L.2

a) Wyatt, T. A. (1989). Design guide on the vibration of floors. SCI Publication 076. The Steel Construction Institute. Berkshire, England.

b) CEB (1991). Vibrations problems in structures - Practical guidelines. Bulletin d'information nº 209. Comité Euro-International du Béton. Lausanne, Switzerland.

c) NBCC (1995). User's guide - NBC 1995 Structural commentaries (Part 4): Commentary A - Serviceability criteria for deflections and vibrations. Institute for research in construction, National Research Council of Canada, Ottawa.

d) Murray, T. M., Allen D. E. & Ungar, E. E. (1997). Floor vibrations due to human activity. Steel design guide series 11, American Institute of Steel Construction, Chicago; Canadian Institute of Steel Construction, Toronto.

e) Applied Technology Council (1999). Minimizing floor vibration. ATC Design guide 1, Applied Technology Council, Redwood City, CA.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS

S.5 Textos de interesse do Anexo N

a) Keane, J., “Steel Structures Painting Manual”, volumes 1 e 2, Steel Structures Painting Council (SSPC), 1982.

b) Gnecco, C., Mariano, R. e Fernandes, F., “Tratamento de Superfície e Pintura”. Série “Manual de Construção em Aço”, Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), Rio de Janeiro, 2003.

S.6 Textos de interesse de R.1.3

a) Leon, R. T.; Hoffman, J. J. & Staeger, T. (1996). Partially restrained composite connections. Steel Design Guide series 8, American Institute of Steel Construction, Chicago.

b) Couchman, G. H. & Way, A. (1998). Joints in Steel Construction: composite connections. SCI-213, The Steel Construction Institute, SCI & BSCA, Ascot.

Exemplar autorizado para uso exclusivo - PETROLEO BRASILEIRO - 33.000.167/0036-31

© ABNT 2008 - Todos os direitos reservados

Impresso por: PETROBRAS