



ASSOCIAÇÃO
BRASILEIRA
DE NORMAS
TÉCNICAS

ABNT NBR 8800:20??

Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações

Design of steel and composite structures for buildings

Palavras-chave: Projeto. Estrutura. Aço. Aço e concreto. Edificações.

Descriptors: Design. Structural. Steel. Steel and concrete. Buildings

ICS 91.080.10;91.080.99

ISBN 978-85-07-00933-7

Norma em Revisão



Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações

Design of steel and composite structures for buildings

Palavras-chave: Projeto. Estrutura. Aço. Aço e concreto. Edificações

Descriptors: Design. Structural. Steel. Steel and concrete. Buildings.

Sumário

Introdução.....	9
1 Escopo.....	9
2 Referências normativas.....	10
3 Simbologia e unidades.....	13
3.1 Simbologia.....	13
3.1.1 Símbolos-base.....	14
3.1.2 Símbolos subscritos.....	17
3.2 Unidades.....	18
4 Condições gerais de projeto.....	18
4.1 Generalidades.....	18
4.2 Desenhos de projeto.....	18
4.3 Desenhos de fabricação.....	19
4.4 Desenhos de montagem.....	19
4.5 Avaliação de Conformidade de Projeto.....	19
4.6 Materiais.....	20
4.6.1 Introdução.....	20
4.6.2 Aços estruturais e materiais de ligação.....	20
4.6.3 Concreto e aço das armaduras.....	22
4.7 Segurança e estados-limites.....	23
4.7.1 Critérios de segurança.....	23
4.7.2 Estados-limites.....	23
4.7.3 Condições usuais relativas aos estados-limites últimos (ELU).....	23
4.7.4 Condições usuais relativas aos estados-limites de serviço (ELS).....	24
4.8 Ações.....	24
4.8.1 Ações a considerar e classificação.....	24
4.8.2 Ações permanentes.....	24
4.8.3 Ações variáveis.....	25
4.8.4 Ações excepcionais.....	26
4.8.5 Valores das ações.....	26
4.8.6 Coeficientes de ponderação das ações.....	27
4.8.7 Combinações de ações.....	29
4.9 Resistências.....	33
4.9.1 Valores das resistências.....	33
4.9.2 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU).....	33
4.9.3 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite de serviço (ELS).....	34
4.10 Estabilidade e análise estrutural.....	34
4.10.1 Generalidades.....	34



45	4.10.2	Tipos de análise estrutural.....	35
46	4.10.3	Exigências de projeto para a estabilidade dos elementos componentes da estrutura	36
47	4.10.4	Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais.....	37
48	4.10.5	Considerações para dimensionamento.....	38
49	4.10.6	Determinação dos esforços solicitantes para estados-limites últimos	39
50	4.10.7	Determinação de respostas para estados-limites de serviço.....	40
51	4.11	Análise estrutural de vigas contínuas e semicontínuas.....	40
52	4.12	Resistência e rigidez das contenções laterais.....	42
53	4.12.1	Generalidades.....	42
54	4.12.2	Pilares	42
55	4.12.3	Vigas.....	43
56	4.13	Integridade estrutural	45
57	5	Condições específicas para o dimensionamento de elementos de aço.....	46
58	5.1	Condições gerais	46
59	5.1.1	Aplicabilidade	46
60	5.1.2	Relações entre largura e espessura em elementos comprimidos dos perfis de aço	46
61	5.2	Barras prismáticas submetidas à força axial de tração.....	47
62	5.2.1	Generalidades.....	47
63	5.2.2	Força axial resistente de cálculo	48
64	5.2.3	Área líquida efetiva.....	48
65	5.2.4	Área líquida.....	49
66	5.2.5	Coefficiente de redução	49
67	5.2.6	Barras ligadas por pino	52
68	5.2.7	Barras redondas com extremidades rosqueadas.....	53
69	5.2.8	Limitação do índice de esbeltez	53
70	5.3	Barras prismáticas submetidas à força axial de compressão.....	54
71	5.3.1	Generalidades.....	54
72	5.3.2	Força axial resistente de cálculo	54
73	5.3.3	Fator de redução χ	55
74	5.3.4	Área efetiva da seção	55
75	5.3.5	Valores da força axial de instabilidade elástica	58
76	5.3.6	Limitação do índice de esbeltez	62
77	5.4	Barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante	62
78	5.4.1	Generalidades.....	62
79	5.4.2	Momento fletor resistente de cálculo	63
80	5.4.3	Força cortante resistente de cálculo	66
81	5.4.4	Chapas de reforço sobrepostas a mesas (lamelas)	69
82	5.4.5	Prescrições adicionais relacionadas a seções soldadas	70
83	5.5	Barras prismáticas submetidas à combinação de esforços solicitantes.....	70
84	5.5.1	Barras submetidas a momentos fletores, força axial e forças cortantes	70
85	5.5.2	Barras submetidas a momento de torção, força axial, momentos fletores e forças cortantes	72
86	5.6	Barras de seção variável.....	74
87	5.7	Mesas e almas de perfis I e H submetidas a forças transversais localizadas.....	75
88	5.7.1	Generalidades.....	75
89	5.7.2	Flexão local da mesa	75
90	5.7.3	Escoamento local da alma	75
91	5.7.4	Enrugamento da alma	76
92	5.7.5	Instabilidade lateral da alma	77
93	5.7.6	Instabilidade da alma por compressão	78
94	5.7.7	Cisalhamento do painel de alma.....	78



95	5.7.8	Apoios ou extremidades de vigas sem restrição à rotação e com alma livre	79
96	5.7.9	Exigências adicionais para enrijecedores para forças localizadas	79
97	6	Condições específicas para o dimensionamento de ligações metálicas	80
98	6.1	Generalidades.....	80
99	6.1.1	Bases de dimensionamento.....	80
100	6.1.2	Rigidez das ligações entre viga e pilar	80
101	6.1.3	Barras com ligações flexíveis nos apoios.....	81
102	6.1.4	Barras com ligações rígidas ou semi-rígidas nos apoios.....	81
103	6.1.5	Resistência mínima de ligações.....	81
104	6.1.6	Barras comprimidas transmitindo esforços por contato.....	81
105	6.1.7	Impedimento de rotação nos apoios.....	82
106	6.1.8	Disposição de soldas e parafusos	82
107	6.1.9	Combinação de parafusos e soldas	82
108	6.1.10	Fratura lamelar.....	82
109	6.1.11	Limitações de uso para ligações soldadas e parafusadas	82
110	6.1.12	Emendas de perfis pesados	83
111	6.1.13	Recortes de mesa de vigas para ligações e aberturas de acesso para soldagem	83
112	6.1.14	Considerações sobre ligações com perfis de seção tubular	83
113	6.2	Soldas	83
114	6.2.1	Generalidades.....	83
115	6.2.2	Áreas efetivas	84
116	6.2.3	Combinação de tipos diferentes de soldas	86
117	6.2.4	Exigências relativas ao metal da solda e aos procedimentos de soldagem.....	86
118	6.2.5	Força resistente de cálculo	88
119	6.2.6	Limitações.....	91
120	6.3	Parafusos e barras redondas rosqueadas	94
121	6.3.1	Parafusos de alta resistência	94
122	6.3.2	Áreas de cálculo	95
123	6.3.3	Força resistente de cálculo	95
124	6.3.4	Força resistente de parafusos de alta resistência em ligações por atrito	98
125	6.3.5	Efeito de alavanca	101
126	6.3.6	Pega longa.....	104
127	6.3.7	Ligações de grande comprimento.....	104
128	6.3.8	Espaçamento mínimo entre furos.....	104
129	6.3.9	Espaçamento máximo entre parafusos	104
130	6.3.11	Distância mínima de um furo às bordas	104
131	6.3.10	Distância máxima de um parafuso ou barra rosqueada às bordas	105
132	6.4	Pinos.....	106
133	6.4.1	Generalidades.....	106
134	6.4.2	Esforços e tensão resistente de cálculo.....	106
135	6.5	Elementos de ligação.....	107
136	6.5.1	Generalidades.....	107
137	6.5.2	Ligações excêntricas	107
138	6.5.3	Elementos tracionados.....	107
139	6.5.4	Elementos comprimidos	107
140	6.5.5	Elementos submetidos a cisalhamento.....	108
141	6.5.6	Colapso por rasgamento.....	108
142	6.5.7	Chapas de enchimento.....	109
143	6.6	Pressão de contato.....	111
144	6.6.1	Força resistente de cálculo à pressão de contato.....	111



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

145	6.6.2	Superfícies usinadas.....	111
146	6.6.3	Superfícies não usinadas	111
147	6.6.4	Aparelhos de apoio cilíndricos maciços sobre superfícies planas usinadas.....	111
148	6.6.5	Apoios de concreto.....	112
149	6.7	Bases de Pilares.....	113
150	6.7.1	Considerações gerais	113
151	6.7.1	Dimensionamento da ligação	116
152	6.8	Projeto, montagem e inspeção de ligações com parafusos de alta resistência	121
153	6.8.1	Generalidades.....	121
154	6.8.2	Parafusos, porcas e arruelas	122
155	6.8.3	Partes parafusadas.....	122
156	6.8.4	Instalação dos parafusos com protensão inicial.....	123
157	6.8.5	Inspeção	126
158	7	Condições específicas para o dimensionamento de elementos mistos de aço e concreto.....	127
159	8	Condições específicas para o dimensionamento de ligações mistas	127
160	9	Considerações adicionais de dimensionamento	128
161	9.1	Generalidades.....	128
162	9.2	Fadiga	128
163	9.3	Empoçamento progressivo.....	128
164	9.4	Fratura frágil	128
165	9.5	Temperaturas elevadas	128
166	10	Condições adicionais de projeto	128
167	10.1	Generalidades.....	128
168	10.2	Contraflechas	129
169	10.3	Corrosão nos componentes de aço.....	129
170	10.4	Diretrizes para durabilidade	129
171	11	Estados-limites de serviço	130
172	11.1	Generalidades.....	130
173	11.2	Bases para projeto	130
174	11.3	Deslocamentos.....	130
175	11.4	Vibrações.....	130
176	11.5	Variações dimensionais	131
177	11.6	Empoçamento de água em coberturas e pisos.....	131
178	11.7	Fissuração do concreto	131
179	12	Requisitos básicos de fabricação, montagem e controle de qualidade.....	131
180	12.1	Generalidades.....	131
181	12.1.1	Documentos de projeto.....	131
182	12.1.2	Símbolos padronizados e nomenclatura	131
183	12.1.3	Alterações de projeto.....	132
184	12.2	Fabricação da estrutura e pintura de fábrica	132
185	12.2.1	Fabricação	132
186	12.2.2	Pintura de fábrica	134
187	12.3	Montagem.....	135
188	12.3.1	Alinhamento de bases de pilares	135
189	12.3.2	Cuidados na montagem	135
190	12.3.3	Tolerâncias de montagem	135



191	12.3.4	Alinhamento	137
192	12.3.5	Ajustagem de ligações comprimidas em pilares.....	137
193	12.4	Controle de qualidade	137
194	12.4.1	Generalidades.....	137
195	12.4.2	Inspeção	137
196	12.4.3	Rejeição.....	138
197	12.4.4	Inspeção de soldas.....	138
198	12.4.5	Identificação do aço	138
199	Anexo A	(normativo) Aços estruturais e materiais de ligação.....	139
200	A.1	Generalidades.....	139
201	A.2	Aços estruturais	139
202	A.3	Parafusos	142
203	A.4	Metais de soldas	142
204	A.5	Conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça	142
205	Anexo B	(normativo) Deslocamentos máximos	143
206	B.1	Generalidades.....	143
207	B.2	Considerações de projeto	143
208	B.3	Valores máximos.....	143
209	Anexo C	(informativo) Método da amplificação dos esforços solicitantes.....	147
210	C.1	Generalidades.....	147
211	C.2	Uso do método	147
212	Anexo D	(normativo) Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta	150
213	D.1	Generalidades.....	150
214	D.2	Momento fletor resistente de cálculo	150
215	D.3	Simbologia.....	157
216	Anexo E	(normativo) Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta	160
217	E.1	Generalidades.....	160
218	E.2	Momento fletor resistente de cálculo	160
219	Anexo F	(normativo) Aberturas em almas de vigas.....	163
220	Anexo G	(normativo) Requisitos para barras de seção variável	164
221	G.1	Aplicabilidade	164
222	G.2	Força axial de tração resistente de cálculo	164
223	G.3	Força axial de compressão resistente de cálculo	164
224	G.4	Momento fletor resistente de cálculo	164
225	Anexo H	(normativo) Fadiga	165
226	H.1	Aplicabilidade	165
227	H.2	Generalidades.....	165
228	H.3	Cálculo da tensão máxima e da máxima faixa de variação de tensões	166
229	H.4	Faixa admissível de variação de tensões	166
230	H.5	Parafusos e barras redondas rosqueadas	168
231	H.6	Requisitos especiais de fabricação e montagem	168
232	Anexo I	(normativo) Vibrações em pisos	184
233	I.1	Generalidades.....	184



234	I.2	Avaliação simplificada para o caminhar de pessoas.....	185
235	I.3	Avaliação precisa	189
236	I.4	Critérios de aceitabilidade.....	190
237	Anexo J (normativo)	Vibrações devidas ao vento	191
238	Anexo K (normativo)	Durabilidade de componentes de aço frente à corrosão.....	192
239	K.1	Generalidades.....	192
240	K.2	Classificação dos ambientes.....	192
241	K.3	Escolha do sistema de proteção	194
242	K.4	Cuidados no projeto da estrutura	194
243	K.4.1	Introdução	194
244	K.4.2	Acessibilidade.....	194
245	K.4.3	Tratamento de frestas.....	195
246	K.4.4	Precauções para prevenir a retenção de água e sujeira	196
247	K.4.5	Tratamento de seções fechadas ou tubulares	196
248	K.4.6	Prevenção da corrosão galvânica	196
249	Anexo L (normativo)	Vigas mistas de aço e concreto.....	198
250	L.1	Generalidades.....	198
251	L.1.1	Escopo e esclarecimentos	198
252	L.1.2	Determinação dos deslocamentos	200
253	L.1.3	Armadura da laje.....	201
254	L.2	Verificação ao momento fletor	205
255	L.2.1	Aplicabilidade	205
256	L.2.2	Largura efetiva	206
257	L.2.2.1	Vigas mistas biapoiadas	206
258	L.2.2.2	Vigas mistas contínuas e semicontínuas.....	206
259	L.2.2.3	Viga mista em balanço e trecho em balanço de viga mista	206
260	L.2.3	Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivos	207
261	L.2.3.1	Construção escorada	207
262	L.2.4	Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos negativos	214
263	L.2.4.1	Resistência da seção transversal.....	214
264	L.2.4.2	Considerações adicionais para as vigas semicontínuas	215
265	L.2.4.3	Número de conectores	215
266	L.2.5	Verificação da instabilidade lateral com distorção da seção transversal	216
267	L.2.6	Disposições para lajes de concreto com fôrma de aço incorporada	221
268	L.2.6.1	Limitações.....	221
269	L.2.6.2	Fôrmas com nervuras perpendiculares ao perfil de aço	222
270	L.2.6.3	Fôrmas com nervuras paralelas ao perfil de aço	223
271	L.2.7	Disposições para lajes com pré-laje de concreto	223
272	L.3	Verificação à força cortante.....	223
273	L.4	Conectores de cisalhamento.....	223
274	L.4.1	Generalidades.....	223
275	L.4.2	Força resistente de cálculo de conectores	224
276	L.4.2.1	Pinos com cabeça	224
277	L.4.2.2	Perfil U laminado ou formado a frio.....	225
278	L.4.3	Localização e espaçamento de conectores de cisalhamento	226
279	L.4.4	Limitações complementares.....	227
280	L.5	Controle de fissuras do concreto em vigas mistas.....	227
281	L.5.1	Exigências	227
282	L.5.2	Armadura mínima de tração sob deformações impostas	228



283	L.5.3	Armadura mínima de tração sob ações impostas	230
284	Anexo M (normativo)	Pilares mistos de aço e concreto	233
285	M.1	Generalidades.....	233
286	M.1.1	Escopo e esclarecimentos	233
287	M.1.2	Hipóteses básicas.....	234
288	M.1.3	Limites de aplicabilidade	234
289	M.1.4	Estabilidade local dos perfis de aço da seção mista	235
290	M.2	Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço e o concreto	237
291	M.2.1	Regiões de introdução de cargas	237
292	M.2.2	Trechos entre regiões de introdução de cargas	240
293	M.2.3	Forças de atrito adicionais devidas aos conectores.....	240
294	M.3	Pilares submetidos à compressão axial	241
295	M.4	Força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal.....	244
296	M.5	Pilares submetidos à flexo-compressão.....	245
297	M.5.1	Generalidades.....	245
298	M.5.2	Modelo de cálculo I.....	246
299	M.5.3	Modelo de cálculo II	246
300	M.5.5	Momentos fletores resistentes de cálculo	249
301	Anexo N (normativo)	Lajes mistas de aço e concreto.....	257
302	N.1	Generalidades.....	257
303	N.1.1	Escopo e esclarecimentos	257
304	N.1.2	Comportamento	257
305	N.2	Verificação da fôrma de aço na fase inicial	258
306	N.2.1	Estados-limites últimos.....	258
307	N.2.2	Estado-limite de serviço	258
308	N.3	Verificação da laje na fase final.....	258
309	N.3.1	Estados-limites últimos.....	258
310	N.3.2	Estado-limite de serviço	265
311	N.4	Ações a serem consideradas.....	266
312	N.4.1	Fase inicial.....	266
313	N.4.2	Fase final.....	267
314	N.4.3	Combinações de ações	267
315	N.5	Disposições construtivas	267
316	N.6	Verificação da laje para cargas concentradas ou lineares	267
317	N.6.1	Distribuição	267
318	N.6.2	Largura efetiva	268
319	N.6.3	Armadura de distribuição.....	269
320	N.7	Aços utilizados para fôrma e revestimento.....	270
321	Anexo O (normativo)	Ligações mistas	271
322	O.1	Escopo e esclarecimentos	271
323	O.2	Comportamento dos componentes das ligações mistas	274
324	O.2.1	Componentes.....	274
325	O.2.2	Largura efetiva e exigências adicionais	274
326	O.2.3	Comportamento das barras da armadura tracionada	274
327	O.2.3.1	Rigidez inicial.....	274
328	O.2.3.2	Força resistente de cálculo	274
329	O.2.3.3	Capacidade de deformação.....	274
330	O.2.4	Comportamento dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo.....	275



331	O.2.4.1 Rigidez inicial.....	275
332	O.2.4.2 Força resistente de cálculo.....	277
333	O.2.4.3 Capacidade de deformação.....	277
334	O.2.5 Comportamento das partes metálicas da ligação mista.....	278
335	O.2.5.1 Ligação da alma da viga apoiada.....	278
336	O.2.5.2 Ligação da mesa inferior da viga apoiada.....	279
337	O.3 Propriedades fundamentais da ligação mista completa.....	281
338	O.3.1 Rigidez inicial.....	281
339	O.3.2 Momento fletor resistente.....	282
340	O.3.3 Capacidade de rotação.....	283
341	O.4 Capacidade de rotação necessária.....	283
342	O.5 Análise de vigas mistas semicontínuas.....	285
343	O.5.1 Fase inicial (antes de o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão	
344	especificada) - Construção não-escorada.....	285
345	O.5.2 Fase final (após o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada) -	
346	Construção não-escorada.....	285
347	Anexo P (informativo) Uso de elementos finitos para análise de estruturas de aço.....	286
348	P.1 – Aplicabilidade ou Escopo.....	286
349	P.2 – Escolha do modelo.....	286
350	P.3 – Recomendações para aplicação do MEF.....	286
351	P.4 Sobre os modelos de elementos finitos.....	287
352	P.5 – Uso de imperfeições.....	287
353	PQ.6 – Modelos constitutivos do material.....	289
354	Anexo Q (informativo) Bibliografia.....	291
355	Q.1 Generalidades.....	291
356	Q.2 Texto de interesse de 6.8.....	291
357	Q.3 Textos de interesse do Anexo F.....	291
358	Q.4 Textos de interesse de I.2.....	291
359	Q.5 Textos de interesse do Anexo K.....	292
360	Q.6 Textos de interesse de O.1.3.....	292

361 Prefácio

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

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

368 Os Projetos de Norma Brasileira, elaborados no âmbito dos ABNT/CB e ABNT/ONS, circulam para Consulta
369 Nacional entre os associados da ABNT e demais interessados.

370

371



372

373

374

375

376

377 Introdução

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

381 1 Escopo

382 1.1 Esta Norma, com base no método dos estados-limites, estabelece os requisitos básicos que devem ser
383 obedecidos no projeto à temperatura ambiente de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de
384 edificações, nas quais:

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

386 b) as ligações sejam executadas com parafusos ou soldas.

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

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

391 1.2 As estruturas mistas de aço e concreto, incluindo as ligações mistas, previstas por esta Norma, são aquelas
392 formadas por componentes de aço e de concreto, armado ou não, trabalhando em conjunto. O concreto pode ser
393 de densidade normal ou de baixa densidade, exceto quando alguma restrição for feita em parte específica desta
394 Norma.

395 1.3 Os perfis de aço devem ser fabricados obedecendo-se às Normas Brasileiras aplicáveis ou, na ausência destas,
396 às normas da ASTM aplicáveis. Os perfis soldados podem ser fabricados por deposição de metal de solda.

397 1.4 Os princípios gerais estabelecidos nesta Norma aplicam-se às estruturas de edifícios destinados à habitação,
398 de edifícios de usos comercial e industrial e de edifícios públicos. Aplicam-se também às estruturas de passarelas
399 de pedestres e a suportes de equipamentos.

400 1.5 Para reforço ou reparo de estruturas existentes, a aplicação desta Norma pode exigir estudo especial e
401 adaptação para levar em conta a data de construção, o tipo e a qualidade dos materiais que foram utilizados.

402 1.6 Esta Norma não abrange o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio, que deve ser feito de
403 acordo com a ABNT NBR 14323. Para estruturas submetidas à ação de sismos, deve ser usada a ABNT
404 NBR 15421. Para outras ações, como impactos e explosões, o responsável pelo projeto deve avaliar a necessidade
405 do uso de normas complementares.



406 1.7 Esta Norma não abrange o dimensionamento de elementos estruturais constituídos por perfis formados a frio,
407 que deve ser feito de acordo com a ABNT NBR 14762.

408 1.8 O responsável pelo projeto deve identificar todos os estados-limites aplicáveis, mesmo que alguns não
409 estejam citados nesta Norma, e projetar a estrutura de modo que esses estados-limites não sejam violados.

410 1.9 Todos os aspectos e detalhes relacionados ao concreto dos elementos estruturais mistos que não constam
411 explicitamente nesta Norma, como, por exemplo, disposições sobre ancoragem de barras de armadura, devem
412 obedecer às prescrições da ABNT NBR 6118, no caso de concreto de densidade normal. No caso de concreto de
413 baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, deve ser seguido o Eurocode 2 Part 1-1.

414 1.10 É necessário que a execução da estrutura, nos aspectos que não foram prescritos nesta Norma, seja feita, na
415 ausência de Norma Brasileira aplicável, de acordo com o AISC 303.

416 1.11 Para situações ou soluções construtivas não cobertas por esta Norma, o responsável técnico pelo projeto
417 deve usar um procedimento aceito pela comunidade técnico-científica, acompanhado de estudos para manter o
418 nível de segurança previsto por esta. Para situações ou soluções construtivas cobertas de maneira simplificada, o
419 responsável técnico pelo projeto pode usar um procedimento mais preciso com os requisitos mencionados.

420 2 Referências normativas

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

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

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

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

428 ABNT NBR 5884:2013, *Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico - Requisitos gerais*

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

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

433 ABNT NBR 6118:2014, *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*

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

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

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

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

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



- 439 ABNT NBR 7007:2002, *Aços-carbono e microligados para uso estrutural e geral*
- 440 ABNT NBR 7188:1984, *Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*
- 441 ABNT NBR 8261:1983, *Perfil tubular, de aço-carbono, formado a frio, com e sem costura, de seção circular,*
442 *quadrada ou retangular para usos estruturais*
- 443 ABNT NBR 8681:2003, *Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*
- 444 ABNT NBR 14323:1999, *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio -*
445 *Procedimento*
- 446 ABNT NBR 14762:2010, *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio -*
447 *Procedimento*
- 448 ABNT NBR 14859-1:2002, *Laje pré-fabricada – Requisitos - Parte 1: Lajes unidirecionais*
- 449 ABNT NBR 14859-2:2002, *Laje pré-fabricada – Requisitos - Parte 2: Lajes bidirecionais*
- 450 ABNT NBR 14860-1:2002, *Laje pré-fabricada – Pré-laje – Requisitos - Parte 1: Lajes unidirecionais*
- 451 ABNT NBR 14860-2:2002, *Laje pré-fabricada – Pré-laje – Requisitos - Parte 2: Lajes bidirecionais*
- 452 ABNT NBR 15421:2006, *Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento*
- 453 ISO 898-1:1999, *Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel - Part 1: Bolts, screws*
454 *and studs*
- 455 ISO 1461:1999, *Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles -- Specifications and test*
456 *methods*
- 457 ISO 4016:1999, *Hexagon head bolts - Product grade C*
- 458 ISO 8501-1:2007, *Preparation of steel substrates before application of paints and related products -- Visual*
459 *assessment of surface cleanliness - Part 1: Rust grades and preparation grades of uncoated steel substrates*
460 *and of steel substrates after overall removal of previous coatings*
- 461 ISO 9223:1992, *Corrosion of metals and alloys -- Corrosivity of atmospheres -- Classification*
- 462 ISO 9226:1992, *Corrosion of metals and alloys -- Corrosivity of atmospheres -- Determination of corrosion rate*
463 *of standard specimens for the evaluation of corrosivity*
- 464 ISO 12944-1: 1998, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems*
465 *– Part 1: General Introduction.*
- 466 ISO 12944-2: 1998, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems*
467 *– Part 2: Classification of environments.*
- 468 ISO 12944-3: 1998, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems*
469 *– Part 3: Design considerations.*



- 470 ISO 12944-4: 1998, Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems
471 – Part 4: Types of surface and surface preparation.
- 472 ISO 12944-5: 2007, Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems
473 – Part 5: Protective paint systems.
- 474 ISO 12944-6: 1998, Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems
475 – Part 6: Laboratory performance test methods.
- 476 ISO 12944-7: 1998, Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems
477 – Part 7: Execution and supervision of paint work.
- 478 ISO 12944-8: 1998, Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems
479 – Part 8: Development of specifications for new work and maintenance.
- 480 ISO 14713:1999, *Protection against corrosion of iron and steel in structures - Zinc and aluminium coatings –*
481 *Guidelines*
- 482 ANSI/ASCE 3-91, *Standard for the structural design of composite slabs*
- 483 ANSI/AISC 360-16, *Specification for structural steel buildings*
- 484 ASME B18.2.6-2006, *Fasteners for use in structural applications*
- 485 ASME B46.1-2002, *Surface texture, surface roughness, waviness and lay*
- 486 ASTM A6/A6M-05a, *Standard specification for general requirements for rolled structural steel bars, plates,*
487 *shapes, and sheet piling*
- 488 ASTM A36/A36M-05, *Standard specification for carbon structural steel*
- 489 ASTM A108-03e1, *Standard specification for steel bar, carbon and alloy, cold-finished*
- 490 ASTM A242/A242M-04, *Standard specification for high-strength low-alloy structural steel*
- 491 ASTM A307-14, *Standard specification for carbon steel bolts and studs, 60000 PSI tensile strength*
- 492 ASTM F3125/F3125M-15 Standard Specification for High Strength Structural Bolts, Steel and Alloy Steel, Heat
493 Treated, 120 ksi (830 MPa) and 150 ksi (1040MPa) Minimum Tensile Strength, Inch and Metric Dimensions
- 494 ASTM A500-03a, *Standard specification for cold-formed welded and seamless carbon steel structural tubing in*
495 *rounds and shapes*
- 496 ASTM A572/A572M-07, *Standard specification for high-strength low-alloy columbium-vanadium structural*
497 *steel*
- 498 ASTM A588/A588M-05, *Standard specification for high-strength low-alloy structural steel with 50 ksi [345*
499 *MPa] minimum yield point to 4-in. [100-mm] thick*
- 500 ASTM A913/A913M-04, *Standard specification for high-strength low-alloy steel shapes of structural quality,*
501 *produced by quenching and self-tempering process (QST)*



- 502 ASTM A992/A992M-06, *Standard specification for structural steel shapes*
- 503 ASTM F436-04, *Standard specification for hardened steel washers*
- 504 AWS A2.4:2007, *Standard symbols for welding, brazing, and nondestructive examination*
- 505 AWS A5.1/A5.1M:2004, *Specification for carbon steel electrodes for shielded metal arc welding*
- 506 AWS A5.5/A5.5M:2006, *Specification for low-alloy steel electrodes for shielded metal arc welding*
- 507 AWS A5.17/A5.17M – 97:R2007, *Specification for carbon steel electrodes and fluxes for submerged arc welding*
- 508 AWS A5.18/A5.18M:2005, *Specification for carbon steel electrodes and rods for gas shielded arc welding*
- 509 AWS A5.20/A5.20M:2005, *Carbon steel electrodes for flux cored arc welding*
- 510 AWS A5.23/A5.23M:2007, *Specification for low-alloy steel electrodes and fluxes for submerged arc welding*
- 511 AWS A5.28/A5.28M:R2007, *Specification for low-alloy steel electrodes and rods for gas shielded arc welding*
- 512 AWS A5.29/A5.29M:2005, *Low-alloy steel electrodes for flux cored arc welding*
- 513 AWS D1.1/D1.1M:2008, *Structural welding code steel*
- 514 AWSWI:2000, *Welding inspection handbook*
- 515 AISC 303-16, *Code of Standard practice for steel buildings and bridges*
- 516 CSSBI S2-2002, *Criteria for the testing of composite slabs*
- 517 Eurocode 2:2005, *Design of concrete structures - Part 1-1: General – Common rules for buildings and civil*
- 518 *engineering structures*
- 519 Eurocode 3:2007, *Design of steel structures - Part 1-8: General– Design of joints*
- 520 Eurocode 4:2007, *Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General- Common rules and*
- 521 *rules for buildings*
- 522 **3 Simbologia e unidades**
- 523 **3.1 Simbologia**
- 524 A simbologia adotada nesta Norma é constituída por símbolos-base (mesmo tamanho e no mesmo nível do texto
- 525 corrente) e símbolos subscritos.
- 526 Os símbolos-base utilizados com mais freqüência encontram-se estabelecidos em 3.1.1 e os símbolos subscritos
- 527 em 3.1.2.
- 528 A simbologia geral encontra-se estabelecida nesta subseção e a simbologia mais específica de algumas partes
- 529 desta Norma é apresentada nas seções pertinentes, com o objetivo de simplificar a compreensão e, portanto, a
- 530 aplicação dos conceitos estabelecidos.



531 **3.1.1 Símbolos-base**

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

534 **3.1.1.1 Letras romanas minúsculas**

535 a - distância

536 b - largura

537 b_f - largura da mesa

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

539 e - distância; excentricidade

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

541 f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão

542 f_u - resistência à ruptura do aço à tração

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

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

545 f_y - resistência ao escoamento do aço

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

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

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

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

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

551 f_w - resistência à tração do metal da solda

552 g - gabarito de furação

553 h - altura

554 k - rigidez; parâmetro em geral

555 l - comprimento

556 n - número (quantidade)

557 r - raio de giração; raio

558 t - espessura

559 t_f - espessura da mesa



- 560 t_w - espessura da alma
- 561 x - coordenada
- 562 y - coordenada; distância
- 563 **3.1.1.2 Letras romanas maiúsculas**
- 564 A - área
- 565 A_g - área bruta da seção transversal
- 566 C - coeficiente; constante de torção
- 567 C_b - fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme
- 568 C_t - coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva
- 569 C_v - coeficiente de força cortante
- 570 C_w - constante de empenamento da seção transversal
- 571 D - diâmetro externo de elementos tubulares de seção circular
- 572 E, E_a - módulo de elasticidade do aço
- 573 $E_c; E_{cs}$ - módulo de elasticidade secante do concreto
- 574 $E_{c,red}$ - módulo de elasticidade reduzido do concreto devido aos efeitos de retração e fluência
- 575 E_s - módulo de elasticidade do aço da armadura do concreto
- 576 F - força; valor de ação
- 577 F_G - valor característico das ações permanentes
- 578 F_Q - valor característico das ações variáveis
- 579 $F_{Q,exc}$ - valor característico das ações excepcionais
- 580 G - módulo de elasticidade transversal do aço; centro geométrico da seção transversal
- 581 I - momento de inércia
- 582 J - constante de torção
- 583 L - vão; distância; comprimento
- 584 M - momento fletor
- 585 N - força axial
- 586 Q - fator de redução total associado à instabilidade local



- 587 Q_a ; Q_s - fatores de redução que levam em conta a instabilidade local de elementos AA e AL, respectivamente
- 588 Q_{Rd} - força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento
- 589 R_d - resistência de cálculo; solicitação resistente de cálculo
- 590 S - rigidez
- 591 S_d - solicitação de cálculo
- 592 T - momento de torção
- 593 V - força cortante
- 594 W - módulo de resistência elástico
- 595 Z - módulo de resistência plástico
- 596 **3.1.1.3 Letras gregas minúsculas**
- 597 α - coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão; coeficiente em geral
- 598 α_E - relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do concreto
- 599 β - coeficiente de dilatação térmica; fator em geral; coeficiente em geral
- 600 δ - fator de contribuição do aço; deslocamento; flecha
- 601 ε - deformação
- 602 ϕ - diâmetro de barra de armadura
- 603 γ - coeficiente de ponderação da resistência ou das ações
- 604 λ - índice de esbeltez; parâmetro de esbeltez
- 605 λ_0 - índice de esbeltez reduzido
- 606 λ_p - parâmetro de esbeltez limite para seções compactas
- 607 λ_r - parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas
- 608 μ - coeficiente médio de atrito
- 609 ν - coeficiente de Poisson
- 610 χ - fator de redução associado à resistência à compressão
- 611 χ_{dist} - fator de redução para instabilidade lateral com distorção da seção transversal
- 612 ψ - fator de redução de ações; fator de combinação de ações



- 613 ρ - massa específica
- 614 σ - tensão normal
- 615 τ - tensão de cisalhamento
- 616 **3.1.1.4 Letras gregas maiúsculas**
- 617 Σ - somatório
- 618 **3.1.2 Símbolos subscritos**
- 619 **3.1.2.1 Letras romanas minúsculas**
- 620 a- aço; apoio
- 621 b - parafuso; barra redonda rosqueada; flexão
- 622 br - contenção
- 623 c - concreto; compressão; conexão ou ligação; elemento conectado; contato
- 624 cs - conector de cisalhamento
- 625 d - de cálculo
- 626 e - elástico; excentricidade
- 627 ef - efetivo
- 628 f - mesa
- 629 g- bruta; geométrico; ação permanente
- 630 h - furo
- 631 i - número de ordem
- 632 k- característico; nominal
- 633 n - líquida
- 634 p- pilar; pino
- 635 pl - plastificação
- 636 q- ação variável
- 637 red - reduzido
- 638 s - armadura
- 639 st - enrijecedor



640 t - tração

641 u - ruptura

642 v- cisalhamento; viga

643 w - alma; solda

644 x - relativo ao eixo x

645 y - escoamento; relativo ao eixo y

646 3.1.2.2 Letras romanas maiúsculas

647 F - fôrma de aço

648 G- ação permanente

649 Q- ação variável

650 Rd - resistente de cálculo

651 Rk- resistente característico; resistente nominal

652 T- torção

653 Sd - solicitante de cálculo

654 3.2 Unidades

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

657 4 Condições gerais de projeto

658 4.1 Generalidades

659 4.1.1 As obras executadas total ou parcialmente com estrutura de aço ou com estrutura mista de aço e concreto
660 devem obedecer a projeto elaborado de acordo com esta Norma, sob responsabilidade de profissionais legalmente
661 habilitados.

662 4.1.2 Entende-se por projeto o conjunto de especificações, cálculos estruturais, desenhos de projeto, de
663 fabricação e de montagem dos elementos de aço e desenhos de fôrmas e armação referentes às partes de concreto.

664 4.2 Desenhos de projeto

665 4.2.1 Os desenhos de projeto devem ser executados em escala adequada para o nível das informações desejadas.
666 Devem conter todos os dados necessários para o detalhamento da estrutura, para a execução dos desenhos de
667 montagem e para o projeto das fundações.

668 4.2.2 Os desenhos de projeto devem indicar quais as normas complementares que foram usadas e dar as
669 especificações de todos os materiais estruturais empregados. Devem indicar também os dados relativos às ações



670 adotadas e aos esforços solicitantes de cálculo a serem resistidos por barras e ligações, quando necessários para
671 a preparação adequada dos desenhos de fabricação.

672 **4.2.3** Nas ligações com parafusos de alta resistência, os desenhos de projeto devem indicar se o aperto será
673 normal ou com protensão inicial e, neste último caso, se os parafusos trabalharem a cisalhamento, se a ligação é
674 por atrito ou por contato.

675 **4.2.4** As ligações soldadas devem ser caracterizadas por simbologia adequada que contenha informações
676 completas para sua execução, de acordo com a AWS A2.4.

677 **4.2.5** No caso de edifícios industriais, devem ser apresentados nos desenhos de projeto ou memorial de cálculo
678 o esquema de localização das ações decorrentes dos equipamentos mais importantes que serão suportados pela
679 estrutura, os valores dessas ações e, quando for o caso, os dados para a consideração de efeitos dinâmicos.

680 **4.2.6** Quando o método construtivo for condicionante, tendo feito parte dos procedimentos do cálculo estrutural,
681 devem ser indicados os pontos de içamento previstos e os pesos das peças da estrutura, além de outras
682 informações similares relevantes. Devem ser levados em conta coeficientes de impacto adequados ao tipo de
683 equipamento que será utilizado na montagem. Além disso, devem ser indicadas as posições que serão ocupadas
684 temporariamente por equipamentos principais ou auxiliares de montagem sobre a estrutura, incluindo posição de
685 amarração de cabos ou espinas. Outras situações que possam afetar a segurança da estrutura devem também ser
686 consideradas.

687 **4.2.7** Nos casos onde os comprimentos das peças da estrutura possam ser influenciados por variações de
688 temperatura durante a montagem, devem ser indicadas as faixas de variação consideradas.

689 **4.2.8** Devem ser indicadas nos desenhos de projeto as contraflechas de vigas, inclusive de vigas treliçadas.

690 **4.3 Desenhos de fabricação**

691 **4.3.1** Os desenhos de fabricação devem traduzir fielmente, para a fábrica, as informações contidas nos desenhos
692 de projeto, fornecendo informações completas para a produção de todos os elementos componentes da estrutura,
693 incluindo materiais utilizados e suas especificações, locação, tipo e dimensão de todos os parafusos e soldas de
694 fábrica e de campo.

695 **4.3.2** Sempre que necessário, deve-se indicar nos desenhos a seqüência de execução de ligações importantes,
696 para evitar o aparecimento de empenos ou tensões residuais excessivos.

697 **4.4 Desenhos de montagem**

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

704 **4.5 Avaliação de Conformidade de Projeto**

705 A avaliação da conformidade do projeto, se requerida pelo contratante ou órgão público responsável, deve ser
706 realizada por profissional habilitado, independente e diferente do responsável pelo projeto. Deve ser registrada



em documento específico, que acompanhe a documentação do projeto. Essa avaliação deve ser providenciada pelo contratante e realizada antes da fase de fabricação e montagem.

4.6 Materiais

4.6.1 Introdução

4.6.1.1 Os aços estruturais e os materiais de ligação aprovados para uso por esta Norma são citados em 4.6.2 e o concreto e os aços para armaduras, em 4.6.3.

4.6.1.2 Informações completas sobre os materiais relacionados em 4.6.2 e 4.6.3 encontram-se nas normas e especificações correspondentes e mais informações sobre os aços estruturais e os materiais de ligação encontram-se no Anexo A.

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

4.6.2 Aços estruturais e materiais de ligação

4.6.2.1 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.

4.6.2.2 Aços para perfis, barras e chapas

4.6.2.2.1 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 nominal ao escoamento máxima de 450 MPa e relação entre resistências nominais à ruptura (f_u) e ao escoamento (f_y) não inferior a 1,15. Além disso, devem atender também às seguintes exigências, considerando-se valores efetivamente medidos pelas usinas siderúrgicas:

- a) a relação entre as resistências à ruptura (f_u) e ao escoamento (f_y) não pode ser inferior a 1,10;
- b) a relação entre as deformações específicas correspondentes às resistências à ruptura (ϵ_u) e ao escoamento ($\epsilon_y = f_y/E$) não pode ser inferior a 15;
- c) a deformação máxima na ruptura (ϵ_r) não pode ser inferior a 15%, considerando-se a base de medida de 200 mm.

4.6.2.2.2 Permite-se ainda o uso de outros aços estruturais, desde que atendam a todas as exigências apresentadas em 4.6.2.2.1 e que o responsável pelo projeto analise as diferenças entre as especificações desses aços e daqueles mencionados em 4.6.2.2.1 e, principalmente, as diferenças entre os métodos de amostragem usados na determinação de suas propriedades mecânicas.

4.6.2.2.3 Nesta norma o valor da resistência do aço é dado por seu valor nominal fornecido por norma ou especificação aplicável. Valores característicos obtidos de ensaios, inclusive os apresentados nos certificados das usinas siderúrgicas, não podem ser utilizados como valores nominais.



742 **4.6.2.3 Aços fundidos e forjados**

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

745 **4.6.2.4 Parafusos, porcas e arruelas**

746 Os parafusos de aço de baixo teor de carbono devem satisfazer a ASTM A307 ou a ISO 898-1 Classe 4.6. Os
747 parafusos de alta resistência devem satisfazer a A325 (ASTM F3125/F3125M) ou a ISO 4016 Classe 8.8. Os
748 parafusos de aço-liga temperado e revenido devem satisfazer a A490 (ASTM F3125/F3125M) ou a ISO 4016
749 Classe 10.9. As porcas e arruelas devem satisfazer as especificações compatíveis, citadas no ANSI/AISC 360.

750 **4.6.2.5 Eletrodos, arames e fluxos para soldagem**

751 **4.6.2.5.1** Os eletrodos, arames e fluxos para soldagem devem obedecer às seguintes especificações:

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

760 **4.6.2.5.2** A aprovação das especificações para eletrodos citadas em 4.5.2.5.1 é feita independentemente das
761 exigências de ensaios de impacto que, na maior parte dos casos, não são necessários para edificações.

762 **4.6.2.6 Conectores de cisalhamento**

763 **4.6.2.6.1** Os conectores de aço tipo pino com cabeça devem atender aos requisitos da AWS D1.1.

764 **4.6.2.6.2** O aço dos conectores de cisalhamento em perfil U laminado deve obedecer a 4.6.2.1.

765 **4.6.2.6.3** O aço dos conectores de cisalhamento em perfil U formado a frio deve obedecer aos requisitos da
766 ABNT NBR 14762.

767 **4.6.2.7 Aço da fôrma da laje mista**

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

769 **4.6.2.8 Identificação**

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



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

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

775 4.6.2.9 Propriedades mecânicas gerais

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

778 a) módulo de elasticidade, $E = E_a = 200000 \text{ MPa}$;

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

780 c) módulo de elasticidade transversal, $G = 77000 \text{ MPa}$;

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

782 e) massa específica, $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$.

783 4.6.3 Concreto e aço das armaduras

784 4.6.3.1 As propriedades do concreto de densidade normal devem obedecer à ABNT NBR 6118. Assim, a
785 resistência característica à compressão desse tipo de concreto, f_{ck} , deve situar-se entre 20 MPa e 50 MPa, e os
786 seguintes valores, para os efeitos desta Norma, devem ser adotados:

787 a) módulo de elasticidade, considerado como o módulo de deformação tangente inicial, $E_{ci} =$
788 $\alpha_e 5600 \sqrt{f_{ck}}$

789 para, onde E_{ci} e f_{ck} são expressos em megapascal (MPa), para a situação usual em que a verificação
790 da estrutura é feita em data igual ou superior a 28 dias;

791 O parâmetro α_e depende da rocha matriz da brita empregada, sendo igual a:

792 $\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio; $\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaiss; $\alpha_e = 0,9$ para calcário; $\alpha_e = 0,7$ para
793 arenito.

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

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

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

798 e) massa específica, ρ_c , igual a 2400 kg/m^3 no concreto sem armadura e a 2500 kg/m^3 no concreto armado.

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



801 4.6.3.2 O concreto de baixa densidade deve ter massa específica mínima de 1 500 kg/m³ e máxima de
802 2 200 kg/m³ sem armadura, e o módulo de elasticidade secante, em megapascal, deve ser tomado igual a:

803
$$E_{cs} = E_c = 40,5 \left(\frac{\rho_c}{100} \right)^{1,5} \sqrt{f_{ck}}$$

804 onde:

805 ρ_c é a massa específica do concreto de baixa densidade, sem armadura, expressa em quilogramas por metro
806 cúbico (kg/m³);

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

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

811 4.6.3.3 As propriedades do aço das armaduras devem obedecer à ABNT NBR 6118.

812 4.6.3.4 Todos os aspectos relacionados à questão da durabilidade do concreto de densidade normal devem estar
813 de acordo com a ABNT NBR 6118. Para o concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira
814 aplicável, deve ser seguido o Eurocode 2 Part 1-1.

815 4.7 Segurança e estados-limites

816 4.7.1 Critérios de segurança

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

818 4.7.2 Estados-limites

819 4.7.2.1 Para os efeitos desta Norma, devem ser considerados os estados-limites últimos (ELU) e os estados-
820 limites de serviço (ELS). Os estados-limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às
821 combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar
822 uma ação especial ou excepcional. Os estados-limites de serviço estão relacionados com o desempenho da
823 estrutura sob condições normais de utilização.

824 4.7.2.2 O método dos estados-limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum
825 estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de
826 ações. Se um ou mais estados-limites forem excedidos, a estrutura não atende mais aos objetivos para os quais
827 foi projetada.

828 4.7.3 Condições usuais relativas aos estados-limites últimos (ELU)

829 4.7.3.1 As condições usuais de segurança referentes aos estados-limites últimos são expressas por desigualdades
830 do tipo:

831
$$\theta(S_d, R_d) \geq 0$$

832 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.

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

$$R_d \geq S_d$$

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

4.7.4.1 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.

4.8 Ações

4.8.1 Ações a considerar e classificação

4.8.1.1 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.

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

4.8.2 Ações permanentes

4.8.2.1 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.

4.8.2.2 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.

4.8.2.3 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.

4.8.3 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.

As ações variáveis causadas pelo uso e ocupação são fornecidas 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. 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.



901 **4.8.4 Ações excepcionais**

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

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

909 **4.8.5 Valores das ações**

910 **4.8.5.1 Valores característicos**

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

913 **4.8.5.1.1 Ações permanentes**

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

917 **4.8.5.1.2 Ações variáveis**

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

922 **4.8.5.2 Valores característicos nominais**

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

926 **4.8.5.3 Valores representativos**

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

- 928 a) valores característicos ou valores característicos nominais, conforme 4.7.5.1 ou 4.7.5.2, respectivamente, e
929 que são denominados simplesmente valores característicos nesta Norma;
- 930 b) valores convencionais excepcionais, que são os valores arbitrados para as ações excepcionais;
- 931 c) valores reduzidos, em função da combinação de ações, tais como:
- 932 - nas verificações de estados-limites últimos, quando a ação considerada se combina com a ação principal
933 (ver 4.7.7.2), determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0 F_k$, que considera muito
934 baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis
935 de naturezas diferentes (entende-se por ações variáveis de naturezas diferentes aquelas originadas por
936 agentes distintos; por exemplo, ação do vento, sobrecarga de cobertura, carga acidental de piso e carga de
937 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).

4.8.5.4 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.

4.8.6 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 4.8.6.1 e 4.8.6.2.

4.8.6.1 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.

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

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

4.8.6.2.2 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 <i>in loco</i>	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. Nas combinações especiais ou de construção, o coeficiente de ponderação é 1,25 e nas combinações excepcionais, 1,15.

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 (o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, o coeficiente de ponderação é 1,30 e nas combinações excepcionais, 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.

972

Tabela 2 — Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis

Ações		$\gamma_{f2}^{a)}$		
		ψ_0	$\psi_1^{d)}$	$\psi_2^{e)}$
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_{20} valor zero.				

973

974 4.8.7 Combinações de ações

975 4.8.7.1 Generalidades

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

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



981 **4.8.7.2 Combinações últimas**

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

983 **4.8.7.2.1 Combinações últimas normais**

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

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

989 Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

990
$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k})$$

991 onde:

992 $F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

993 $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

994 $F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a
995 ação variável principal.

996 **4.8.7.2.2 Combinações últimas especiais**

997 As combinações últimas especiais decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial,
998 cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais.
999 Os carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de vida útil da
1000 estrutura.

1001 A cada carregamento especial corresponde uma única combinação última especial de ações, na qual devem estar
1002 presentes as ações permanentes e a ação variável especial, com seus valores característicos, e as demais ações
1003 variáveis com probabilidade não desprezável de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de
1004 combinação.

1005 Aplica-se a seguinte expressão:

1006
$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k})$$

1007 onde:

1008 $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável especial;

1009 $\psi_{0j,ef}$ representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar
1010 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} .

4.8.7.2.3 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 4.8.7.2.2, onde $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada.

4.8.7.2.4 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 consequências 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:

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

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

4.8.7.3 Combinações de serviço

4.8.7.3.1 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 4.8.7.3.2 a 4.8.7.3.4 incluem as ações permanentes. Em algumas verificações apresentadas no Anexo C, essas ações podem ser desconsideradas.



1043 **4.8.7.3.2 Combinações quase permanentes de serviço**

1044 As combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da
1045 estrutura, da ordem da metade desse período. Essas combinações são utilizadas para os efeitos de longa duração
1046 e para a aparência da construção.

1047 Nas combinações quase permanentes, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase
1048 permanentes $\psi_2 F_{Q,k}$:

1049
$$F_{\text{ser}} = \sum_{i=1}^m F_{G i,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Q j,k})$$

1050 No contexto dos estados-limites de serviço, o termo “aparência” deve ser entendido como relacionado a
1051 deslocamentos excessivos que não provoquem danos a outros componentes da construção, e não a questões
1052 meramente estéticas.

1053 **4.8.7.3.3 Combinações freqüentes de serviço**

1054 As combinações freqüentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da
1055 ordem da 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezável desse período,
1056 da ordem de 5%. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites reversíveis, isto é, que não causam
1057 danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, incluindo os relacionados ao conforto dos
1058 usuários e ao funcionamento de equipamentos, tais como vibrações excessivas, movimentos laterais excessivos
1059 que comprometam a vedação, empoçamentos em coberturas (ver 9.3 e 11.6) e aberturas de fissuras.

1060 Nas combinações freqüentes, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{Q1,k}$ e todas
1061 as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Q,k}$:

1062
$$F_{\text{ser}} = \sum_{i=1}^m F_{G i,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Q j,k})$$

1063 **4.8.7.3.4 Combinações raras de serviço**

1064 As combinações raras são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da
1065 estrutura. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites irreversíveis, isto é, que causam danos
1066 permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, e para aqueles relacionados ao funcionamento
1067 adequado da estrutura, tais como formação de fissuras e danos aos fechamentos.

1068 Nas combinações raras, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ e todas as
1069 demais ações variáveis são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{Q,k}$:

1070
$$F_{\text{ser}} = \sum_{i=1}^m F_{G i,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Q j,k})$$



1071 **4.9 Resistências**

1072 **4.9.1 Valores das resistências**

1073 **4.9.1.1 Valores característicos e nominais**

1074 **4.9.1.1.1** As resistências dos materiais são representadas pelos valores característicos definidos como aqueles
1075 que, em um lote de material, têm apenas 5% de probabilidade de não serem atingidos.

1076 **4.9.1.1.2** Nesta norma, o valor característico deve ser substituído pelo valor nominal fornecido por norma ou
1077 especificação aplicável ao material.

1078

1079 **4.9.1.2 Valores de cálculo**

1080 **4.9.1.2.1** A resistência de cálculo f_d de um material é definida como:

1081
$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

1082 Nessa expressão, f_k é a resistência característica ou nominal e γ_m é o coeficiente de ponderação da resistência,
1083 dado por:

1084
$$\gamma_m = \gamma_{m1} \gamma_{m2} \gamma_{m3}$$

1085 onde:

1086 γ_{m1} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera a variabilidade da resistência dos materiais
1087 envolvidos;

1088 γ_{m2} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera a diferença entre a resistência do material no
1089 corpo-de-prova e na estrutura;

1090 γ_{m3} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera os desvios gerados na construção e as
1091 aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

1092 **4.9.1.2.2** Quando uma determinada resistência não depender de medidas feitas convencionalmente em ensaios
1093 de corpos-de-prova padronizados dos materiais empregados, podem ser utilizadas tensões resistentes de cálculo
1094 para a determinação das solicitações resistentes de cálculo. Os valores das tensões resistentes de cálculo são
1095 estabelecidos, em cada caso particular, a partir das teorias de resistência dos elementos estruturais considerados.

1096 **4.9.1.2.3** Para o concreto, a resistência de cálculo dada em 4.8.1.2.1 refere-se à situação usual em que a
1097 verificação da estrutura se faz em data igual ou superior a 28 dias. Para data inferior a 28 dias, deve ser consultada
1098 a ABNT NBR 6118, para concreto de densidade normal, e o Eurocode 2 Part 1-1, na ausência de Norma Brasileira
1099 aplicável, para concreto de baixa densidade.

1100 **4.9.2 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU)**

1101 **4.9.2.1** Os valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m do aço estrutural, do concreto e do aço das
1102 armaduras, representados respectivamente por γ_a , γ_c e γ_s , são dados na Tabela 3, em função da classificação da



1103 combinação última de ações. No caso do aço estrutural, são definidos dois coeficientes, γ_{a1} e γ_{a2} , o primeiro para
1104 estados-limites últimos relacionados a escoamento, instabilidade e o segundo à ruptura.

1105 **4.9.2.2** Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m diferentes dos apresentados em 4.9.2.1 são
1106 dados nesta Norma, em alguns casos em que a resistência não está ligada diretamente a ensaio do material e sim
1107 de um conjunto estrutural onde a variabilidade das resistências ou o modelo analítico para determinação da
1108 resistência assim o exigir.

1109 **4.9.2.3** Outros valores de coeficientes de ponderação de resistências, como os relacionados a conectores de
1110 cisalhamento e metal de solda, são fornecidos em partes específicas desta Norma.

1111

1112

1113

1114

Tabela 3 — Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m

Combinações	Aço estrutural ^{a)}		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	γ_a			
	Escoamento 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.				

1115

1116 **4.9.3 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite de serviço (ELS)**

1117 Os limites estabelecidos para os estados-limites de serviço não necessitam de minoração, portanto, $\gamma_m = 1,00$.

1118 **4.10 Estabilidade e análise estrutural**

1119 **4.10.1 Generalidades**

1120 O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura, visando efetuar verificações de
1121 estados-limites últimos e de serviço.

1122 A análise estrutural deve ser feita com um modelo realista, que permita representar a resposta da estrutura e dos
1123 materiais estruturais, levando-se em conta as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes.
1124 Onde necessário, a interação solo-estrutura e o comportamento das ligações devem ser contemplados no modelo.



1125 **4.10.2 Tipos de análise estrutural**

1126 O tipo de análise estrutural pode ser classificado de acordo com considerações do material e dos efeitos dos
1127 deslocamentos da estrutura.

1128 **4.10.2.1** Quanto aos materiais, os esforços internos podem ser determinados por:

1129 a) análise global elástica (diagrama tensão-deformação elástico-linear);

1130 b) análise global plástica: diagrama tensão-deformação rígido-plástico, elastoplástico perfeito ou elastoplástico
1131 não-linear.

1132 Nesta norma, por simplicidade, o termo “global” pode ser omitido e a análise global plástica com diagrama
1133 tensão-deformação rígido-plástico é denominada análise rígido-plástica.

1134 A análise global elástica é sempre permitida, mesmo que os esforços resistentes da seção transversal sejam
1135 avaliados considerando-se a plasticidade. Esta Norma trata em princípio desse tipo de análise, exceto nos casos
1136 explicitamente citados.

1137 A análise global plástica pode ser usada para seções compactas (ver 5.1.2.1), desde que as seções e as ligações
1138 possuam capacidade de rotação suficiente para formação de rótulas plásticas e redistribuição de esforços
1139 solicitantes. A estabilidade da estrutura deve ser verificada para essa condição.

1140 Pode-se efetuar redistribuição de momentos em vigas conforme 4.10.2.

1141 A não-linearidade do material pode ser considerada em alguns casos, de forma indireta, efetuando-se uma análise
1142 elástica reduzindo-se a rigidez das barras.

1143 **4.10.2.2** Quanto ao efeito dos deslocamentos, os esforços internos podem ser determinados por:

1144 a) análise linear (teoria de primeira ordem), com base na geometria indeformada da estrutura;

1145 b) análise não-linear, com base na geometria deformada da estrutura.

1146 A análise não-linear deve ser usada sempre que os deslocamentos afetarem de forma significativa os esforços
1147 internos. Essa análise pode ter como base teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações a
1148 resultados da teoria de primeira ordem. Nesta Norma, por simplicidade, os três tipos de análise são denominados
1149 de segunda ordem.

1150 Os efeitos decorrentes dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura são ditos efeitos globais de segunda
1151 ordem ($P-\Delta$) e os decorrentes da não-retilidade dos eixos das barras, efeitos locais de segunda ordem ($P-\delta$).

1152 A classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais é dada em 4.10.4.

1153 **4.10.2.3** Métodos de análise que considerem direta ou indiretamente a influência da geometria deformada da
1154 estrutura (efeitos $P-\delta$ e $P-\Delta$), das imperfeições iniciais, do comportamento das ligações e da redução de rigidez
1155 dos elementos componentes, quer pela não-linearidade do material, quer pelo efeito das tensões residuais, podem
1156 ser utilizados. Os métodos aproximados, apresentados em 4.9.7, satisfazem essas exigências.



1157 **4.10.3 Exigências de projeto para a estabilidade dos elementos componentes da estrutura**

1158 **4.10.3.1** A estabilidade individual dos componentes da estrutura deve ser assegurada pelo atendimento das
1159 exigências das Seções 5 e 7. As imperfeições locais desses elementos já estão incorporadas às expressões de
1160 dimensionamento.

1161 **4.10.3.2** Os elementos projetados para conter lateralmente vigas e pilares em alguns pontos, definindo
1162 comprimentos destravados entre esses pontos (ver 4.10.6.1), devem atender às exigências de resistência e rigidez
1163 de 4.12. Essas exigências podem ser substituídas por uma análise de segunda ordem, de acordo com 4.10.2.2,
1164 que inclua as imperfeições geométricas iniciais das vigas e pilares a serem contidos lateralmente.

1165 **4.10.3.3** As imperfeições geométricas iniciais, mencionadas em 4.10.3.2, devem ser tomadas na forma de uma
1166 imperfeição equivalente global de $L/500$ ou local de $L/1000$, conforme o tipo de contenção adotado, onde L é o
1167 comprimento destravado do elemento. Se os elementos mencionados em 4.10.3.2 forem projetados para conter
1168 lateralmente mais de um pilar ou viga, devem ser considerados os efeitos das imperfeições de todos esses pilares
1169 ou vigas, porém multiplicados pelo fator de redução α_{red} , dado por:

1170
$$\alpha_{\text{red}} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

1171 onde m é o número de pilares ou vigas a serem contidos lateralmente.

1172 Permite-se também que as imperfeições geométricas sejam representadas por forças equivalentes, denominadas
1173 forças nocionais, que provoquem, nas vigas e pilares a serem contidos lateralmente, efeitos equivalentes aos das
1174 referidas imperfeições, como exemplificado na Figura 1. Esses efeitos devem ser entendidos como valores
1175 mínimos para cálculo do sistema de travamento, mas não precisam ser adicionados às demais forças atuantes
1176 nele.

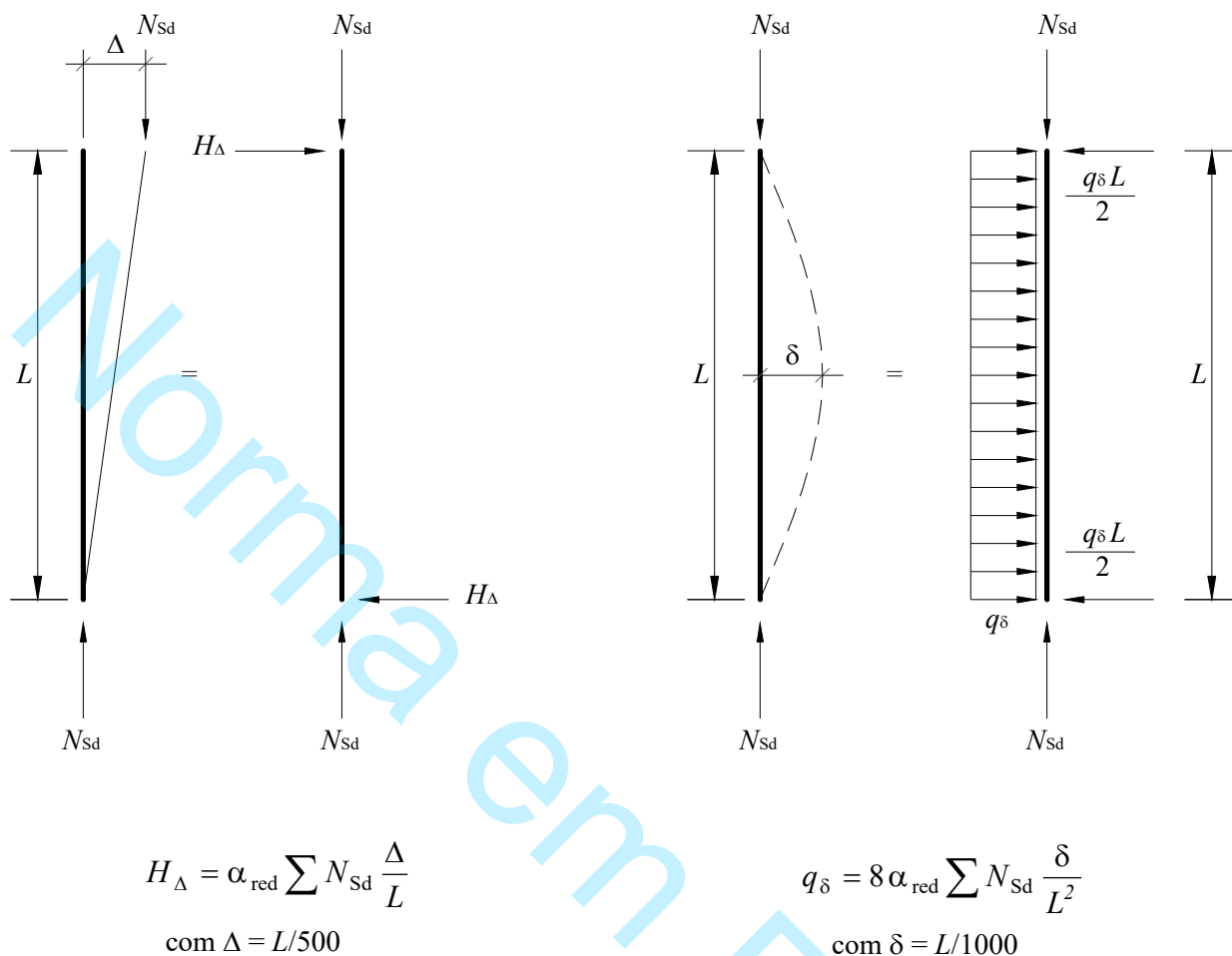


Figura 1 — Forças equivalentes (nocionais)

4.10.3.4 Os diafragmas horizontais dos edifícios (normalmente lajes mistas de aço e concreto, de concreto armado, protendido ou pré-moldado), projetados para transferir as ações horizontais aplicadas e as forças que estabilizam os pilares contraventados para as subestruturas de contraventamento (ver 4.10.5), devem ser capazes de resistir a forças horizontais iguais a 0,5% do valor das forças axiais solicitantes de cálculo de todos os pilares contraventados do andar em consideração, multiplicados pelo fator de redução α_{red} . Essas forças horizontais, que devem ser consideradas atuando em qualquer direção ou sentido horizontal, são entendidas como valores mínimos para cálculo dos diafragmas e não precisam ser adicionadas às demais forças horizontais atuantes neles.

4.10.4 Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

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

4.10.4.2 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 4.8.7.2, igual ou inferior a 1,10 (ver 4.10.4.5).



- 1203 **4.10.4.3** Uma estrutura é classificada como de média deslocabilidade quando a máxima relação entre o
1204 deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de
1205 primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2,
1206 for superior a 1,10 e igual ou inferior a 1,40 (ver 4.10.4.5).
- 1207 **4.10.4.4** Uma estrutura é classificada como de grande deslocabilidade quando a máxima relação entre o
1208 deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de
1209 primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2,
1210 for superior a 1,40 (ver 4.10.4.5).
- 1211 **4.10.4.5** Os limites iguais a 1,10 e 1,40 são válidos quando os deslocamentos laterais dos andares são obtidos
1212 sem a consideração das imperfeições iniciais de material. Se essas imperfeições forem levadas em conta de acordo
1213 com 4.10.7, tais limites devem ser alterados para 1,13 e 1,55, respectivamente.
- 1214 **4.10.4.6** A classificação da estrutura deve ser obtida para as combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2
1215 em que os deslocamentos horizontais provenientes das forças horizontais tenham os mesmos sentidos dos
1216 deslocamentos horizontais decorrentes das cargas gravitacionais.
- 1217 **4.10.4.7** A classificação da estrutura depende da combinação última de ações considerada. Por simplicidade, essa
1218 classificação pode ser feita uma única vez, tomando-se a combinação de ações que fornecer, além de forças
1219 horizontais, a maior resultante de carga gravitacional.
- 1220 **4.10.4.8** A relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e
1221 aquele obtido na análise de primeira ordem, mencionada em 4.10.4.2, 4.10.4.3 e 4.9.4.4, pode ser aproximada de
1222 maneira aceitável pelo valor do coeficiente B_2 , calculado de acordo com o Anexo D. Sistemas resistentes a ações
1223 horizontais
- 1224 **4.10.5.1** Por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua
1225 grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dessas ações. Essas subestruturas são chamadas
1226 subestruturas de contraventamento e podem ser pórticos em forma de treliça, paredes de cisalhamento, incluindo
1227 aquelas que delimitam os núcleos de serviço dos edifícios, e pórticos nos quais a estabilidade é assegurada pela
1228 rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações.
- 1229 **4.10.5.2** Os elementos que não participam dos sistemas resistentes a ações horizontais são ditos elementos
1230 contraventados. As forças que estabilizam esses elementos devem ser transferidas para as subestruturas de
1231 contraventamento e ser consideradas no dimensionamento destas últimas.
- 1232 **4.10.5 Considerações para dimensionamento**
- 1233 **4.10.6.1** Para efeito desta Norma, define-se comprimento destravado de uma barra como a distância entre dois
1234 pontos de contenção lateral ou entre um ponto de contenção lateral e uma extremidade. Um ponto de contenção
1235 lateral pode ser:
- 1236 a) um nó de uma barra de uma subestrutura de contraventamento formada por um pórtico em forma de treliça ou
1237 por um pórtico no qual a estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de
1238 transmissão de momentos das ligações;
- 1239 b) um ponto qualquer das subestruturas de contraventamentos citadas na alínea a) devidamente ligado (ver 4.10.3)
1240 a um nó dessas subestruturas;
- 1241 c) um nó de um elemento contraventado devidamente ligado (4.10.3) a uma subestrutura de contraventamento.



1242 **4.10.6.2** A determinação dos esforços solicitantes, para as combinações últimas de ações estipuladas em 4.10.7.2,
1243 deve ser realizada por meio de análise elástica de segunda ordem. Para estruturas de pequena deslocabilidade,
1244 pode ser feita análise de primeira ordem. Para vigas contínuas e semicontínuas, ver 4.11.

1245 **4.10.6.3** Se a estrutura possuir elementos estruturais mistos de aço e concreto, na análise estrutural, os valores da
1246 rigidez à flexão e da rigidez axial desses elementos devem ser adequadamente ajustados, considerando os efeitos
1247 de retração e fluência do concreto, se estes forem desfavoráveis. Por exemplo, em pilares mistos, devem ser
1248 usadas a rigidez efetiva à flexão $(EI)_e$ e a rigidez axial efetiva à compressão $(EA)_e$ dadas em P.3.4. Em vigas
1249 mistas de alma cheia, a rigidez à flexão deve ser tomada igual ao produto do módulo de elasticidade do aço pelo
1250 momento de inércia efetivo, I_{ef} , dado em O.1.2.2.1 e a rigidez axial igual ao produto do módulo de elasticidade
1251 do aço pela área da seção mista homogeneizada, conforme O.1.2.1, se a força axial for de compressão, ou a área
1252 da seção de aço, se a força axial for de tração. Em treliças mistas, deve ser usado um procedimento similar,
1253 observando-se o disposto em O.1.2.2.2.

1254 **4.10.6.4** Caso seja feita análise de segunda ordem, permite-se, para os efeitos desfavoráveis das combinações
1255 normais e das combinações especiais ou de construção, que os esforços solicitantes sejam calculados inicialmente
1256 majorando-se as ações de γ_f/γ_{f3} , com $\gamma_{f3} = 1,10$, multiplicando-se a seguir os resultados por 1,10, para
1257 obtenção dos esforços solicitantes finais.

1258 **4.10.6.5** Nas estruturas projetadas a partir de análise elástica, a estabilidade da estrutura como um todo e a de cada
1259 um de seus elementos componentes deve ser assegurada:

- 1260 a) pela determinação dos esforços solicitantes de cálculo nas barras, ligações e outros elementos usando um dos
1261 métodos especificados em 4.10.7, e;
1262 b) pelo atendimento das exigências desta Norma relacionadas aos estados-limites últimos.

1263 **4.10.6 Determinação dos esforços solicitantes para estados-limites últimos**

1264 **4.10.7.1 Estruturas de pequena deslocabilidade e média deslocabilidade**

1265 **4.10.7.1.1** Nas estruturas de pequena deslocabilidade e média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições
1266 geométricas iniciais devem ser levados em conta diretamente na análise, por meio da consideração, em cada
1267 andar, de um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior (deslocamento interpavimento)
1268 de $h/333$, sendo h a altura do andar (distância entre eixos de vigas). Admite-se também que esses efeitos sejam
1269 levados em conta por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente, denominada aqui
1270 força nocional, igual a 0,3% do valor das forças gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros
1271 elementos resistentes a forças verticais, no andar considerado. Não é necessário somá-las às reações horizontais
1272 de apoio. Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser considerados independentemente em duas
1273 direções ortogonais em planta da estrutura. Além disso, esses efeitos podem ser entendidos como um
1274 carregamento lateral mínimo da estrutura (não precisam ser considerados em combinações últimas de ações que
1275 atuem outras forças horizontais), exceto nas estruturas de pequena deslocabilidade, se for utilizada a condição
1276 prevista em 4.10.7.1.4.

1277 **4.10.7.1.2** Nas estruturas de média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições iniciais de material devem ser
1278 levados em conta na análise, reduzindo-se a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras para 80% dos valores
1279 originais. Nas estruturas de pequena deslocabilidade, esses efeitos não precisam ser considerados na análise.

1280 **4.10.7.1.3** Os esforços solicitantes devem ser obtidos considerando-se os efeitos globais e locais de segunda
1281 ordem. O método da amplificação dos esforços solicitantes, dado no Anexo D, pode ser considerado uma
1282 aproximação aceitável para análise de segunda ordem. Ao se aplicar esse método a estruturas de média



1283 deslocabilidade, os coeficientes B_1 e B_2 devem ser calculados com as rigidezes reduzidas de acordo com
1284 4.10.7.1.2.

1285 **4.10.7.1.4** Nas estruturas de pequena deslocabilidade, os efeitos globais de segunda ordem podem ser
1286 desconsiderados, desde que sejam atendidas as seguintes exigências:

1287 a) as forças axiais solicitantes de cálculo de todas as barras cuja rigidez à flexão contribua para a estabilidade
1288 lateral da estrutura, em cada uma das combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2, não sejam
1289 superiores a 50% da força axial correspondente ao escoamento da seção transversal dessas barras;

1290 b) os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às respectivas combinações de ações,
1291 inclusive àquelas em que atuem forças horizontais decorrentes de ações variáveis.

1292 Os efeitos locais de segunda ordem devem ser considerados amplificando-se os momentos fletores pelo
1293 coeficiente B_1 , calculado de acordo com o Anexo D, mas com as grandezas que influem no seu valor obtidas da
1294 estrutura original, em todas as barras da estrutura.

1295 **4.10.7.2 Estruturas de grande deslocabilidade**

1296 Nas estruturas de grande deslocabilidade, deve ser feita uma análise rigorosa, levando-se em conta as não-
1297 linearidades geométricas e de material inclusive os efeitos das imperfeições geométricas iniciais e de materiais.
1298 Opcionalmente, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, pode ser utilizado o procedimento de
1299 análise apresentado em 4.10.7.1 para as estruturas de média deslocabilidade, desde que os efeitos das
1300 imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às combinações últimas de ações em que atuem ações
1301 variáveis horizontais.

1302 **4.10.7 Determinação de respostas para estados-limites de serviço**

1303 **4.10.8.1** Para a determinação de respostas para estados-limites de serviço, devem ser utilizadas as combinações
1304 de serviço dadas em 4.8.7.3, não sendo necessário considerar as imperfeições iniciais geométricas e de material.

1305 **4.10.8.2** Para as estruturas de pequena e média deslocabilidade, pode ser feita análise elástica de primeira ordem.
1306 Para as estruturas de grande deslocabilidade, devem ser considerados os efeitos globais e locais de segunda
1307 ordem.

1308 **4.11 Análise estrutural de vigas contínuas e semicontínuas**

1309 **4.11.1** Esta subseção aplica-se à determinação de esforços solicitantes de cálculo em vigas contínuas e
1310 semicontínuas, mistas ou não, apenas nos casos em que se possa considerar que os pilares ou outros elementos
1311 de comportamento similar não interfiram na distribuição de momentos fletores nos apoios. Nos demais casos,
1312 deve-se utilizar análise racional.

1313 **4.11.2** Para a determinação dos esforços solicitantes de cálculo, a análise pode ser rígido-plástica ou elástica, sem
1314 redistribuição de momentos. Recomenda-se o primeiro tipo de análise para um melhor aproveitamento do sistema
1315 estrutural. Alternativamente, pode-se utilizar análise elástica com redistribuição de momentos com base no
1316 ANSI/AISC 360, para vigas de aço, ou no Eurocode 4 Part 1-1, para vigas mistas, na ausência de norma brasileira
1317 aplicável.

1318 **4.11.3** Para a realização da análise rígido-plástica, deve ser obedecido o disposto em 4.11.5 e 4.11.6, devendo-se
1319 ainda assegurar que, em cada ponto de formação de rótula plástica:



1320 a) a seção transversal do perfil de aço seja simétrica em relação ao plano da alma e possua contenção lateral
1321 adequada;

1322 b) a capacidade de rotação seja suficiente para permitir a formação da rótula plástica e, consequentemente, a
1323 redistribuição de momentos fletores.

1324 **4.11.4** A exigência contida em 4.11.3b) pode ser considerada atendida se a seção transversal do perfil de aço for
1325 compacta e:

1326 a) em vigas contínuas, as ligações nos pontos de formação de rótula plástica possuem resistência pelo menos
1327 20% superior à das vigas (as ligações soldadas em toda a seção transversal do perfil de aço com solda de
1328 penetração total podem ser consideradas adequadas), sendo que, nas vigas contínuas mistas, devem também
1329 ser atendidas as exigências dadas em 4.11.7;

1330 b) em vigas semicontínuas, a capacidade de rotação das ligações for comprovadamente superior à capacidade de
1331 rotação necessária do sistema (ver Anexo R para ligações mistas).

1332 **4.11.5** Em vigas contínuas e semicontínuas de aço (não mistas), o comprimento destravado da mesa comprimida
1333 nos trechos situados entre dois pontos adjacentes de formação de rótulas plásticas não deve exceder:

1334 a) em seções I duplamente simétricas ou simétricas em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma,
1335 com a área da mesa comprimida igual ou maior que a da mesa tracionada, carregadas no plano da alma:

1336
$$L_{pd} = \left[0,12 + 0,076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{f_y} \right) r_y$$

1337 b) em seções sólidas retangulares, seções caixão e tubulares retangulares duplamente simétricas, todas fletidas
1338 em relação ao eixo de maior momento de inércia:

1339
$$L_{pd} = \left[0,17 + 0,10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{f_y} \right) r_y \geq 0,10 \left(\frac{E}{f_y} \right) r_y$$

1340 onde:

1341 E é o módulo de elasticidade do aço;

1342 f_y é a resistência ao escoamento do aço;

1343 r_y é o raio de giração em relação ao eixo de menor momento de inércia;

1344 M_1 / M_2 é a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo, nas
1345 extremidades do comprimento destravado considerado, tomada positiva quando os momentos provocarem
1346 curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples.

1347 Não existem limites para o comprimento destravado de seções sólidas e tubulares circulares e qualquer outra
1348 seção, desde que fletida em relação ao eixo de menor momento de inércia.

1349 **4.11.6** Em vigas mistas contínuas, λ_{dist} não deve superar 0,4 (ver O.2.5 – Anexo O). Para vigas mistas
1350 semicontínuas, ver O.2.4.2 e O.2.5 – Anexo O.



1351 4.11.7 Em vigas mistas contínuas, a menos que se comprove que as ligações possuam capacidade de rotação
1352 suficiente, devem ser atendidas ainda as seguintes exigências (além das exigências específicas para ligações
1353 mistas - ver Anexo R):

- 1354 a) um vão qualquer não pode ter comprimento 50% superior a um vão adjacente;
- 1355 b) um vão de extremidade não pode ter comprimento 15% superior ao vão adjacente.

1356 4.12 Resistência e rigidez das contenções laterais

1357 4.12.1 Generalidades

1358 As exigências a seguir relacionam-se aos esforços resistentes de cálculo e às rigidezes mínimas de cálculo que as
1359 contenções laterais de pilares e vigas devem ter para que sejam efetivas, de modo que esses elementos possam
1360 ser calculados considerando o comprimento destravado igual à distância entre os pontos nos quais as contenções
1361 estejam presentes. Deve-se procurar colocar as contenções perpendiculares ao elemento a ser travado; os esforços
1362 (força ou momento) e a rigidez (força por unidade de deslocamento ou momento por unidade de rotação) de
1363 contenções inclinadas ou diagonais devem ser ajustadas para o ângulo de inclinação. A avaliação da rigidez
1364 fornecida pelas contenções deve incluir suas dimensões e propriedades geométricas, bem como os efeitos das
1365 ligações e os detalhes de ancoragem.

1366 4.12.2 Pilares

1368 4.12.2.1 A força resistente de cálculo e a rigidez necessárias das contenções dos pilares são dadas,
1369 respectivamente, por:

1370
$$F_{br} = 0,01 N_{Sd}$$

1371
$$S_{br} = \frac{2 \left(4 - \frac{2}{n} \right) \gamma_r N_{Sd}}{L_{bc}}$$

1372 onde:

1373 γ_r é um coeficiente de ponderação da rigidez, igual a 1,35;

1374 N_{Sd} é a força axial de compressão solicitante de cálculo no pilar;

1375 L_{bc} é a distância entre contenções, observando-se o disposto em 4.11.2.2.

1376 n é o número de contenções.

1377 4.12.2.2 Quando a distância entre os pontos de contenção for menor que L_{qc} , onde L_{qc} é o comprimento máximo
1378 destravado que permite que o pilar resista à força axial de compressão solicitante de cálculo, pode-se tomar L_{bc}
1379 igual a L_{qc} .



1380 4.12.3 Vigas

1381 4.12.3.1 As contenções de uma viga devem impedir o deslocamento relativo das mesas superior e inferior. A
1382 estabilidade lateral de vigas deve ser proporcionada por contenção que impeça o deslocamento lateral (contenção
1383 de translação), a torção (contenção de torção) ou uma combinação entre os dois movimentos. Em barras sujeitas
1384 à flexão com curvatura reversa, o ponto de inflexão não pode ser considerado por si só como uma contenção.

1385 4.11.3.2 As contenções de translação devem ser fixadas próximas da mesa comprimida. Adicionalmente, nas
1386 vigas em balanço, uma contenção na extremidade sem apoio deve ser fixada próxima da mesa tracionada. As
1387 contenções de translação devem ser fixadas próximas a ambas as mesas, quando situadas nas vizinhanças do
1388 ponto de inflexão nas vigas sujeitas à curvatura reversa.

1389 4.12.3.3 A força resistente e a rigidez de cálculo necessárias das contenções de translação são dadas,
1390 respectivamente, por:

1391
$$F_{br} = 0,02 \frac{M_{Sd} C_d}{h_o}$$

1392
$$S_{br} = \frac{10 \gamma_r M_{Sd} C_d}{L_{bb} h_o}$$

1393 onde:

1394 γ_r é um coeficiente de ponderação da rigidez, igual a 1,35;

1395 M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

1396 h_o é a distância entre os centros geométricos das mesas;

1397 C_d é um coeficiente igual a 1,00, exceto para a contenção situada nas vizinhanças do ponto de inflexão, em
1398 barras sujeitas à flexão com curvatura reversa, quando deve ser tomado igual a 2,00;

1399 L_{bb} é a distância entre contenções (comprimento destravado), observando-se o disposto em 4.11.3.5.

1400 4.12.3.4 Quando a distância entre os pontos de contenção é menor que L_{qb} , onde L_{qb} é o comprimento máximo
1401 destravado que permite que a viga resista ao momento fletor solicitante de cálculo, pode-se tomar L_{bb} igual a L_{qb} .

1402 4.12.3.5 As contenções de torção podem ser nodais ou contínuas ao longo do comprimento da viga. Tais
1403 contenções podem ser fixadas em qualquer posição da seção transversal, não precisando ficar próximas da mesa
1404 comprimida.

1405 4.12.3.6 As contenções de torção nodais devem ter uma ligação com a viga que possua um momento fletor
1406 resistente de cálculo, M_{br} , e uma rigidez de cálculo mínima de pórtico ou de diafragma, S_{Tb} , cujos valores,
1407 respectivamente, são:

1408
$$M_{br} = \frac{0,024 M_{Sd} L}{n C_b L_{bb}}$$



1409

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

1410 onde:

1411 L é o vão da viga;

1412 n é o número de pontos de contenções nodais no interior do vão;

1413 C_b é um fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, definido em 5.4.2.3 e
1414 5.4.2.4;

1415 S_T é a rigidez da contenção, excluindo a distorção da alma da viga, dada por:

1416

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

1417 S_{sec} é a rigidez à distorção da alma da viga, incluindo o efeito dos enrijecedores transversais da alma, se
1418 existirem, dada por:

1419

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

1420 I_y é o momento de inércia da viga em relação ao eixo situado no plano de flexão;

1421 t_w é a espessura da alma da viga;

1422 t_{st} é a espessura do enrijecedor;

1423 b_{st} é a largura do enrijecedor situado de um lado (usar duas vezes a largura do enrijecedor para pares de
1424 enrijecedores).

1425 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
1426 uma inadequada rigidez à distorção da alma da viga.

1427 Quando o enrijecedor for necessário, ele deve ser estendido até a altura total da barra contida e deve ser fixado à
1428 mesa se a contenção de torção também estiver fixada à mesa. Alternativamente, é permitido interromper o
1429 enrijecedor a uma distância igual a $4t_w$ de qualquer mesa da viga que não esteja diretamente fixada à contenção
1430 de torção. Quando o espaçamento dos pontos de contenção é menor que L_{qb} , então L_{bb} pode ser tomado igual a
1431 L_{qb} .

1432 **4.12.3.7** Para as contenções de torção contínuas, devem ser usadas as mesmas expressões dadas em 4.12.3.6,
1433 tomando-se L/n igual a 1,00, o momento e a rigidez por unidade de comprimento e a rigidez à distorção da alma
1434 da viga, S_{sec} , como:

$$S_{\text{sec}} = \frac{3,3Et_w^3}{12h_o}$$

4.13 Integridade estrutural

4.13.1 O projeto estrutural, além de prever uma estrutura capaz de atender aos estados-limites últimos e de serviço 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.

4.13.2 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.

4.13.3 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 requisitos, na ausência de estudos específicos, podem ser seguidas as prescrições dadas em 4.13.4 a 4.13.8.

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

4.13.5 Linhas contínuas de contenções 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.

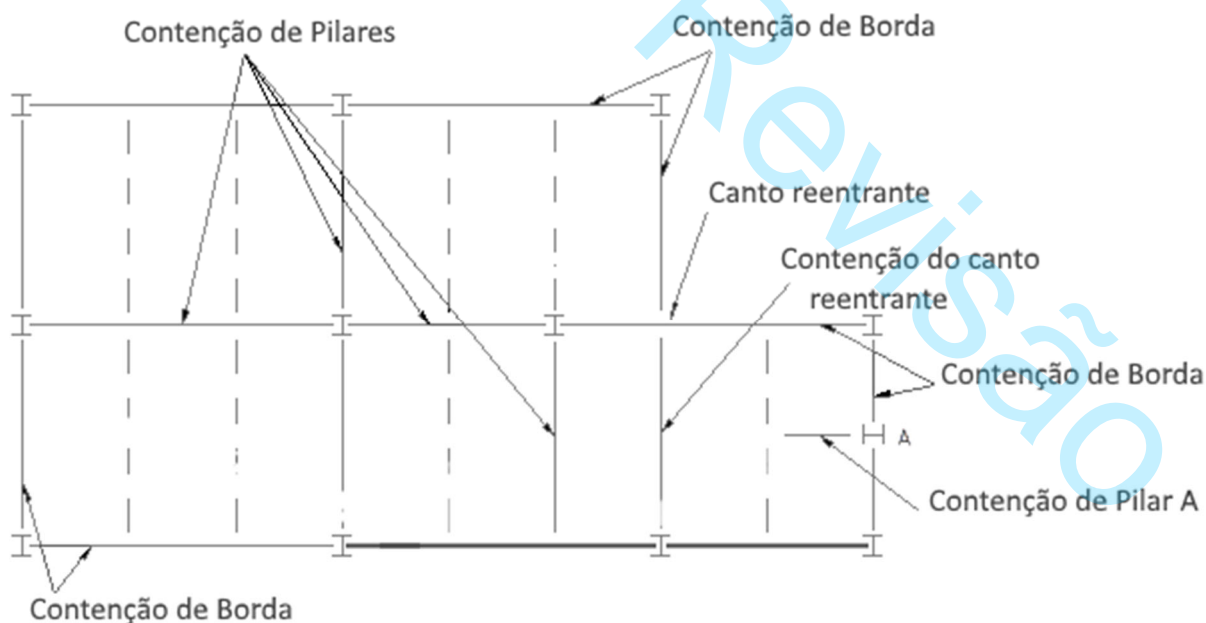


Figura 2 — Exemplo de contenções dos pilares de um edifício



1457 **4.13.6** As contenções horizontais podem ser constituídas de perfis de aço, inclusive aquelas utilizadas para
1458 outros fins, como vigas de piso e tesouras de cobertura, ou pelas lajes adequadamente ligadas aos pilares e ao
1459 restante da estrutura de aço.

1460 **4.13.7** As contenções horizontais e suas respectivas ligações devem ser compatíveis com os demais elementos
1461 da estrutura da qual fazem parte e ser dimensionadas para as ações de cálculo e também para suportar uma força
1462 de tração de cálculo, que não deve ser adicionada a outras ações, de pelo menos 1% da força solicitante de cálculo
1463 no pilar ou 75 kN, a que for maior. No caso de coberturas ou pisos sem lajes de concreto, as contenções dos
1464 pilares de extremidade e suas respectivas ligações devem ser dimensionadas para as ações de cálculo e também
1465 para suportar forças de compressão e de tração de cálculo, que não deve ser adicionada a outras ações, de pelo
1466 menos 1% da força solicitante de cálculo no pilar ou 45 kN, a que for maior. Além disso, as contenções devem
1467 atender às prescrições aplicáveis dadas em 4.12.

1468 **4.13.8** Nos edifícios de andares múltiplos, quando a legislação em vigor exigir que a falha accidental de um pilar
1469 não cause colapso progressivo, as vigas e suas respectivas ligações aos pilares devem ser dimensionadas para
1470 resistir à atuação isolada de uma força de tração correspondente à reação vertical de cálculo obtida da combinação
1471 última entre ações permanentes diretas e as decorrentes do uso e ocupação da edificação. Permite-se, nesse caso,
1472 uma análise mais rigorosa, considerando grandes deslocamentos e grandes deformações. Adicionalmente, as
1473 emendas de pilares devem ser capazes de suportar uma força de tração correspondente à maior reação de cálculo,
1474 obtida da combinação entre as ações permanentes diretas e as decorrentes do uso e ocupação da edificação,
1475 aplicada no pilar por um pavimento situado entre a emenda em consideração e a emenda posicionada
1476 imediatamente abaixo.

1477 **5 Condições específicas para o dimensionamento de elementos de aço**

1478 **5.1 Condições gerais**

1479 **5.1.1 Aplicabilidade**

1480 Esta seção trata do dimensionamento de elementos estruturais de aço submetidos a ações estáticas. Para elementos
1481 estruturais sujeitos à fadiga, ver exigências adicionais em 9.2.

1482 **5.1.2 Relações entre largura e espessura em elementos comprimidos dos perfis de aço**

1483 **5.1.2.1 Classificação das seções transversais**

1484 **5.1.2.1.1** Dependendo do valor do parâmetro de esbeltez λ dos componentes comprimidos em relação a λ_p e λ_r
1485 (ver 5.1.2.1.2), as seções transversais são classificadas em:

1486 a) compactas: seções cujos elementos comprimidos possuem λ não superior a λ_p e cujas mesas são ligadas
1487 continuamente à(s) alma(s) (ver 5.1.2.1.3);

1488 b) semicompactas: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_p , mas não λ_r
1489 (ver 5.1.2.1.4);

1490 c) esbeltas: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_r (ver 5.1.2.1.5).

1491 **5.1.2.1.2** O parâmetro de esbeltez dos elementos comprimidos é definido em 5.1.2.2 e os parâmetros de esbeltez
1492 λ_p e λ_r são fornecidos para os diversos tipos de solicitação ao longo desta Norma.



- 1493 **5.1.2.1.3** As seções compactas são capazes de desenvolver uma distribuição de tensões totalmente plástica, com
1494 grande rotação antes do início da instabilidade local. Essas seções são adequadas para análise plástica, devendo
1495 no entanto, para esse tipo de análise, ter um eixo de simetria no plano do carregamento quando submetidas à
1496 flexão, e ser duplamente simétricas quando submetidas à força axial de compressão.
- 1497 **5.1.2.1.4** Nas seções semicompactas, os elementos comprimidos podem atingir a resistência ao escoamento,
1498 levando-se em conta as tensões residuais, antes que a instabilidade local ocorra, mas não apresentam grande
1499 capacidade de rotação.
- 1500 **5.1.2.1.5** Nas seções esbeltas, um ou mais elementos comprimidos perdem estabilidade em regime elástico,
1501 levando-se em conta as tensões residuais.
- 1502 **5.1.2.2 Tipos e parâmetro de esbeltez de elementos componentes**
- 1503 **5.1.2.2.1** Para efeito de instabilidade local, os elementos componentes das seções transversais usuais, exceto as
1504 seções tubulares circulares, são classificados em AA, quando possuem duas bordas longitudinais vinculadas, e
1505 AL, quando possuem apenas uma borda longitudinal vinculada.
- 1506 **5.1.2.2.2** O parâmetro de esbeltez dos elementos componentes da seção transversal é definido pela relação entre
1507 largura e espessura (relação b / t).
- 1508 **5.1.2.2.3** A largura b de alguns dos elementos AA mais comuns deve ser tomada como a seguir:
- 1509 a) para almas de seções I, H ou U laminadas, a distância livre entre mesas menos os dois raios de concordância
1510 entre mesa e alma;
- 1511 b) para almas de seções I, H, U ou caixa soldadas, a distância livre entre mesas;
- 1512 c) para mesas de seções caixa soldadas, a distância livre entre as faces internas das almas;
- 1513 d) para almas e mesas de seções tubulares retangulares, o comprimento da parte plana do elemento (se esse
1514 comprimento não é conhecido, pode ser tomado como a largura total medida externamente menos três vezes
1515 a espessura);
- 1516 e) para chapas, a distância entre linhas paralelas de parafusos ou solda.
- 1517 **5.1.2.2.4** A largura b de alguns dos elementos AL mais comuns deve ser tomada como a seguir:
- 1518 a) para mesas de seções I, H e T, a metade da largura total da mesa;
- 1519 b) para abas de cantoneiras e mesas de seções U, a largura total do elemento;
- 1520 c) para chapas, a distância da borda livre à primeira linha de parafusos ou de solda;
- 1521 d) para almas de seções T, a altura total da seção transversal (altura da alma mais a espessura da mesa).
- 1522 **5.2 Barras prismáticas submetidas à força axial de tração**
- 1523 **5.2.1 Generalidades**
- 1524 **5.2.1.1** Esta subseção aplica-se a barras prismáticas submetidas à força axial de tração, incluindo barras ligadas
1525 por pinos e barras redondas com extremidades rosqueadas.



1526 **5.2.1.2** No dimensionamento, deve ser atendida a condição:

1527
$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

1528 onde:

1529 $N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante de cálculo;

1530 $N_{t,Rd}$ é a força axial de tração resistente de cálculo, determinada conforme 5.2.2, 5.2.6 ou 5.2.7, o que for
1531 aplicável.

1532 Devem ainda ser observadas as considerações estabelecidas em 5.2.8, relacionadas à limitação da esbeltez.

1533 **5.2.2 Força axial resistente de cálculo**

1534 A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, a ser usada no dimensionamento, exceto para barras redondas
1535 com extremidades rosqueadas e barras ligadas por pinos, é o menor dos valores obtidos, considerando-se os
1536 estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, de acordo com as expressões
1537 indicadas a seguir:

1538 a) para escoamento da seção bruta

1539
$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

1540
1541 b) para ruptura da seção líquida

1542
$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}}$$

1543 onde:

1544 A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

1545 A_e é a área líquida efetiva da seção transversal da barra, determinada conforme 5.2.3;

1546 f_y é a resistência ao escoamento do aço;

1547 f_u é a resistência à ruptura do aço.

1548 **5.2.3 Área líquida efetiva**

1549 A área líquida efetiva de uma barra, A_e , é dada por:

1550
$$A_e = C_t A_n$$

1551 onde:

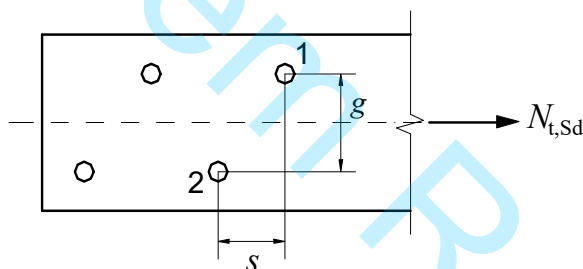
1552 A_n é a área líquida da barra, determinada conforme 5.2.4;

1553 C_t é um coeficiente de redução da área líquida, determinado conforme 5.2.5.

1554 **5.2.4 Área líquida**

1555 **5.2.4.1** Em regiões com furos, feitos para ligação ou para qualquer outra finalidade, a área líquida, A_n , de uma
1556 barra é a soma dos produtos da espessura pela largura líquida de cada elemento, calculada como segue:

- 1557 a) em ligações parafusadas, a largura dos furos deve ser considerada 2,0 mm maior que a dimensão máxima
1558 desses furos, definida em 6.3.6, perpendicular à direção da força aplicada;
- 1559 b) no caso de uma série de furos distribuídos transversalmente ao eixo da barra, em diagonal a esse eixo ou em
1560 ziguezague, a largura líquida dessa parte da barra deve ser calculada deduzindo-se da largura bruta a soma
1561 das larguras de todos os furos em cadeia, e somando-se para cada linha ligando dois furos a quantidade
1562 $s^2/(4g)$, sendo s e g , respectivamente, os espaçamentos longitudinal e transversal (gabarito) entre esses dois
1563 furos (Figura 4);
- 1564 c) a largura líquida crítica daquela parte da barra será obtida pela cadeia de furos que produza a menor das
1565 larguras líquidas, para as diferentes possibilidades de linhas de ruptura;
- 1566 d) para cantoneiras, o gabarito g dos furos em abas opostas deve ser considerado igual à soma dos gabaritos,
1567 medidos a partir da aresta da cantoneira, subtraída de sua espessura;
- 1568 e) na determinação da área líquida de seção que compreenda soldas de tampão ou soldas de filete em furos, a
1569 área do metal da solda deve ser desprezada.



1570

1571 **Figura 3 — Ilustração dos espaçamentos s e g entre os furos 1 e 2**

1572 **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
1573 transversal, A_g .

1574 **5.2.5 Coeficiente de redução**

1575 O coeficiente de redução da área líquida, C_t , tem os seguintes valores:

- 1576 a) quando a força de tração for transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da
1577 barra, por soldas ou parafusos:

1578 $C_t = 1,00$

- 1579 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;

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

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_e 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);

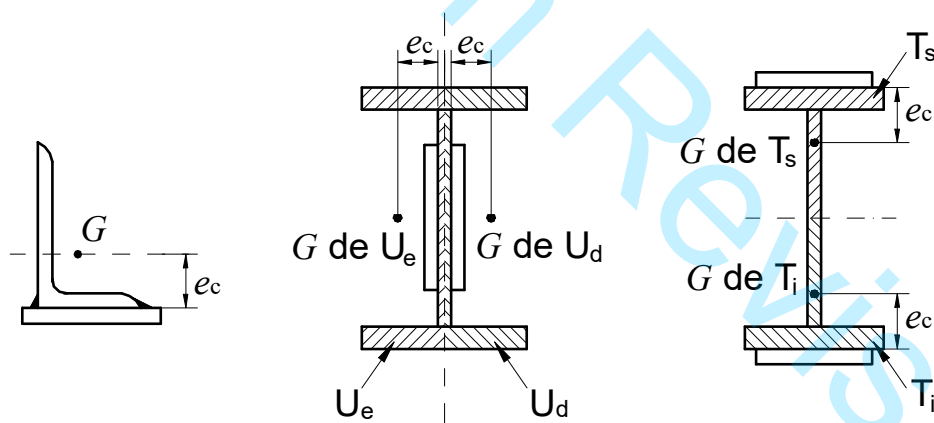


Figura 4 — Ilustração dos valores de e_c em seções abertas

- 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):

$$C_t = \frac{3B_c^2}{3B_c^2 + b^2} \left(1 - \frac{e_c}{B_c} \right)$$

onde:

$l_c = (l_{w1} + l_{w2}) / 2$ é o valor médio dos comprimentos dos cordões de solda,.

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

- e) Para perfis tubulares circulares e retangulares, com e sem costura, onde a força de tração é transmitida através de uma chapa de ligação concêntrica, o coeficiente C_t é dado por:

$$C_t = \left[1 + \left(\frac{e_c}{l_c} \right)^{3,2} \right]^{-10}$$

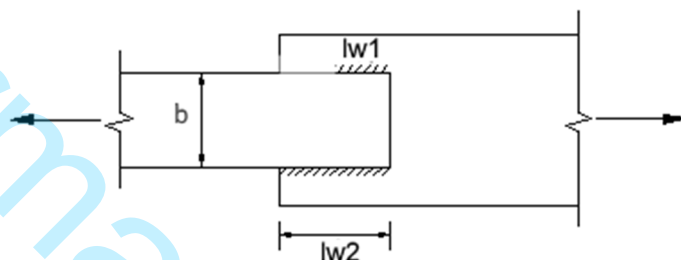


Figura 5 — Chapa plana com força de tração transmitida por solda longitudinal

- f) 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 6);

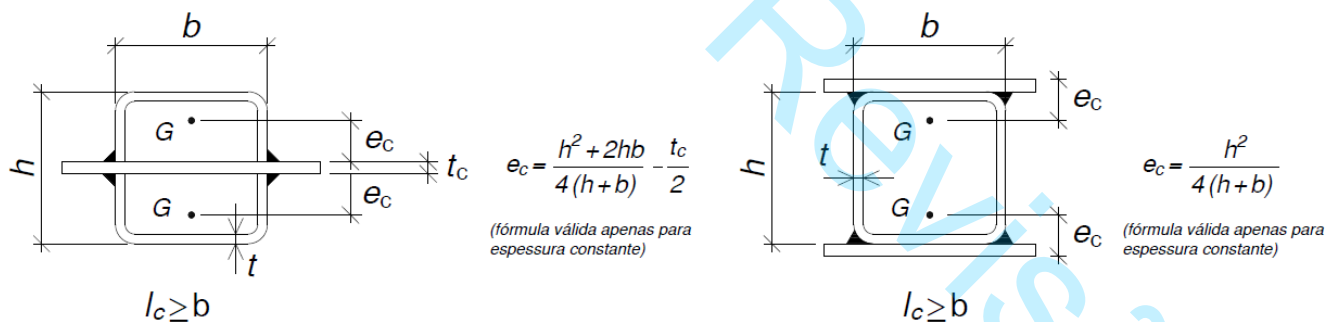


Figura 6 — Ilustração do valor de e_c em seção tubular retangular

- g) nas barras com seções tubulares circulares, quando a força de tração for transmitida por meio de uma chapa de ligação concêntrica (Figura 7):

- 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.

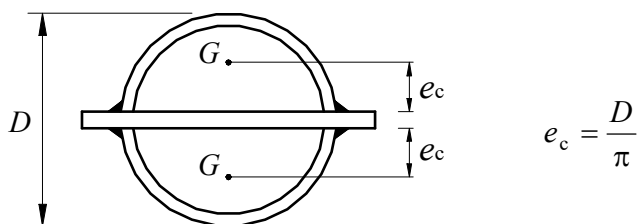


Figura 7 — Ilustração do valor de e_c em seção tubular circular

Exceto para seções tubulares retangulares e circulares e chapas, o coeficiente C_t não precisa ser tomado menor que o valor obtido pela relação entre a área bruta dos elementos conectados e a área bruta da barra, ou seja

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

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

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

- d) ruptura da seção líquida por cisalhamento

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

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;

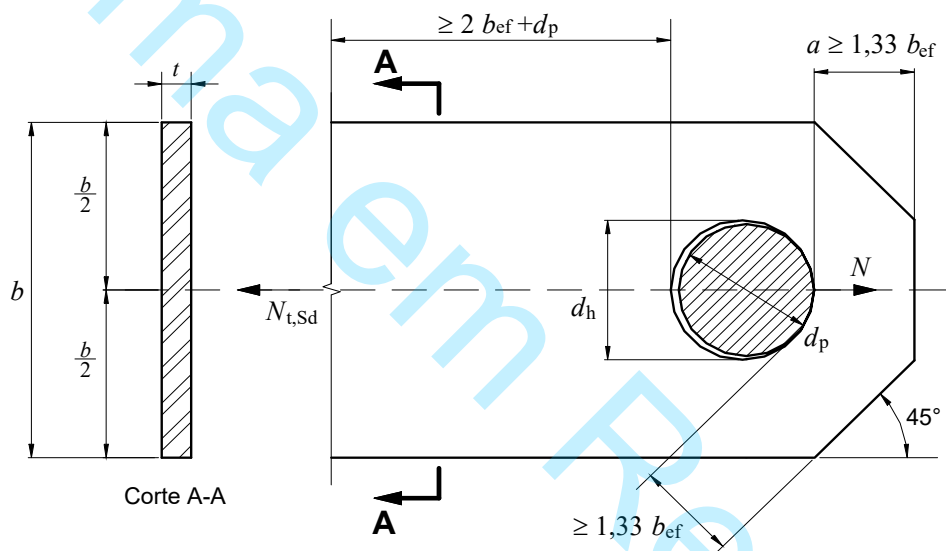
a é a menor distância da borda do furo à extremidade da barra medida na direção paralela à força axial atuante;

d_p é o diâmetro do pino.

1641 **5.2.6.2** Devem ser atendidos os seguintes requisitos (Figura 9):

- 1642 a) o furo do pino deve estar situado na meia distância entre as bordas da barra na direção normal à força axial
1643 atuante;
- 1644 b) quando o pino tiver por função também permitir rotações relativas entre as partes conectadas, o diâmetro do
1645 furo, d_h , pode ser no máximo 1,0 mm maior que o do pino, d_p ;
- 1646 c) a largura da chapa, b , não pode ser menor que $(2b_{ef} + d_p)$ e a distância a não pode ser menor que
1647 $1,33 b_{ef}$ (b, b_{ef}, d_p e a definidos em 5.2.6.1);
- 1648 d) os cantos da barra, além do furo de passagem do pino, podem ser cortados em ângulos de 45° em relação ao
1649 eixo longitudinal, desde que a área líquida da seção entre a borda do furo e a borda cortada, num plano
1650 perpendicular ao corte, não seja inferior àquela necessária além da borda do furo, paralelamente ao eixo da
1651 peça.

1652



1653

1654

Figura 8 — Chapa ligada por pino

1655 **5.2.6.3** O pino deve ser dimensionado como barra submetida a momento fletor e força cortante, conforme 5.4.

1656 **5.2.7 Barras redondas com extremidades rosqueadas**

1657 A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, das barras redondas com extremidades rosqueadas, é o menor
1658 dos valores, considerando os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e de ruptura da parte
1659 rosqueada. Tais valores devem ser obtidos de acordo com 5.2.2a) e 6.3.3.1, respectivamente.

1660 **5.2.8 Limitação do índice de esbeltez**

1661 **5.2.8.1** Recomenda-se que o índice de esbeltez das barras tracionadas, tomado como a maior relação entre o
1662 comprimento destravado e o raio de giração correspondente (L/r), excetuando-se tirantes de barras redondas
1663 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).

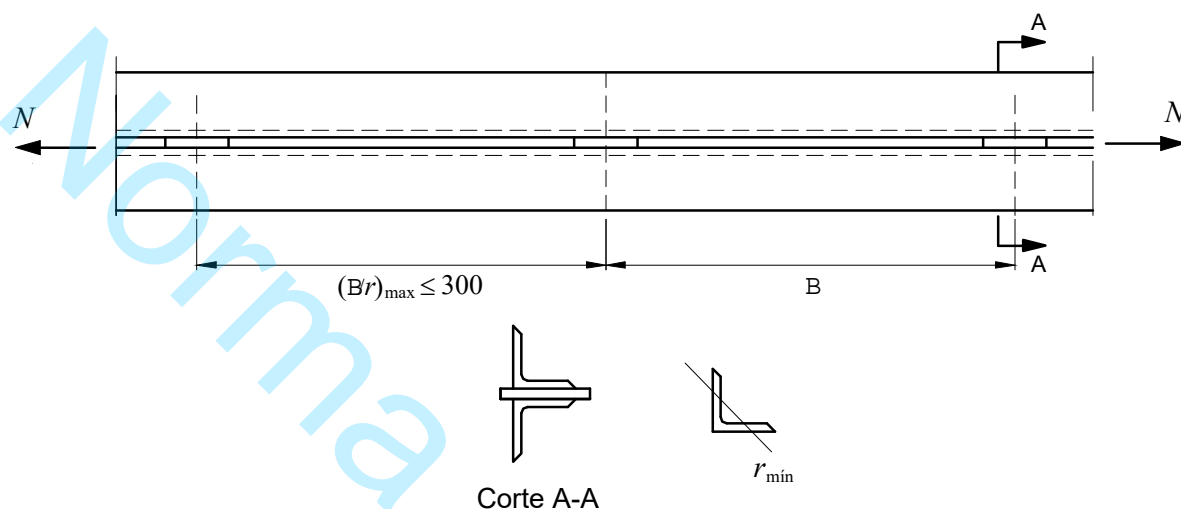


Figura 9 — Barra composta tracionada

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.

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 instabilidade local, deve ser determinada pela expressão:



$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma_{al}}$$

onde:

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

A_{ef} é a área efetiva da seção transversal da barra, dada em 5.3.4

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

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

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

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

onde N_e é a força axial de instabilidade elástica, obtida conforme o item 5.3.5.

5.3.4 Área efetiva da seção

5.3.4.1 Generalidades

Os elementos que fazem parte das seções transversais usuais para efeito de instabilidade local, exceto seções tubulares circulares, são classificados em AA (duas bordas longitudinais vinculadas – grupos 1 e 2 da Tabela 5) e AL (apenas uma borda longitudinal vinculada – grupos 3 a 6 da Tabela 5).

Para barras submetidas à força axial de compressão, nas quais todos os elementos da seção transversal possuem relações entre largura e espessura (relações b/t) que não superam os valores $(b/t)_{lim}$ dados na Tabela 5, a área efetiva é igual a área bruta ($A_{ef} = A_g$).

Para barras submetidas à força axial de compressão, nas quais um ou mais elementos componentes da seção transversal possuem relações (b/t) maiores que $(b/t)_{lim}$ dados na Tabela 5, devem ser calculadas as larguras efetivas de cada elemento e com elas a área efetiva da seção conforme 5.3.4.2.

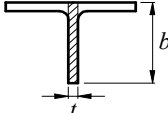
1714

1715

1716

Tabela 5 — Valores de $(b/t)_{lim}$

Hdpp h qwrv#	Juxsr#	Descrição dos Elementos	Alguns exemplos com indicação de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> - Mesas ou almas de seções tubulares retangulares - Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> - Almas de seções I, H ou U - Mesas ou almas de seção-caixão - Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	- Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas espaçadoras		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> - Mesas de seções I, H, T ou U laminadas - Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas - Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	- Mesas de seções I, H, T ou U soldadas ^{a)}		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y / k_c)}}$

	6	- Almas de seções T		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
a) O coeficiente $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, sendo $0,35 \leq k_c \leq 0,76$				

1717 **5.3.4.2 Largura efetiva dos elementos da seção**

1718 A largura efetiva dos elementos é dada por:

1719 Se $\frac{b}{t} \leq \frac{(b/t)_{lim}}{\sqrt{\chi}}$ $b_{ef} = b$

1720 Se $\frac{b}{t} > \frac{(b/t)_{lim}}{\sqrt{\chi}}$ $b_{ef} = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{\sigma_{el}}{\chi f_y}} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{el}}{\chi f_y}}$

1721 onde:

1722 b é a largura do elemento;

1723 b_{ef} é a largura efetiva do elemento;

1724 σ_{el} é a tensão de instabilidade local elástica, que pode ser calculada pela expressão a seguir ou por análise
1725 de estabilidade:

1726 $\sigma_{el} = \left(c_2 \frac{(b/t)_{lim}}{b/t} \right) f_y$

1727 C_1 e C_2 são fatores dados na Tabela 6;

1728

1729

Tabela 6 — Fatores C_1 e C_2 para cálculo de instabilidade local

Elemento	C_1	C_2
AA (exceto paredes de seções tubulares retangulares)	0,18	1,31
Seções tubulares retangulares	0,20	1,38
AL	0,22	1,49

1730



1731

1732 **5.3.4.3 Área efetiva de seções tubulares circulares**

1733 A área efetiva de seções tubulares circulares é dada por:

1734 Se $\frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y}$ $A_{ef} = A_g$

1735 Se $0,11 \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} \leq 0,45 \frac{E}{f_y}$ $A_{ef} = \left[\frac{0,038}{D/t} \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3} \right] A_g$

1736 Não é prevista a utilização de seções tubulares circulares com D/t superior a $0,45E/f_y$.

1737

1738 **5.3.5 Valores da força axial de instabilidade elástica**

1739

1740 **5.3.5.1 Seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto**

1741 A força axial de instabilidade elástica, N_e , de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica
1742 em relação a um ponto é dada por:

1743 e) para instabilidade por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

1744
$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(L_x)^2}$$

1745 f) para instabilidade por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

1746
$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(L_y)^2}$$

1747 g) para instabilidade por torção em relação ao eixo longitudinal z :

1748
$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(L_z)^2} + G J \right]$$

1749 onde:

1750 L_x é o comprimento destravado associado à flexão em relação ao eixo x ;

1751 I_x é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x ;

1752 L_y é o comprimento destravado associado à flexão em relação ao eixo y ;



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

L_z é o comprimento destravado associado à torção;

E é o módulo de elasticidade do aço;

C_w é a constante de empenamento da seção transversal;

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

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.

5.3.5.2 Seções monossimétricas, exceto o caso de cantoneiras simples previsto em 5.3.5.4

A força axial de instabilidade elástica, N_e , de uma barra com seção transversal monossimétrica, cujo eixo y é o eixo de simetria, é dada por:

h) para instabilidade elástica por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(L_x)^2}$$

i) para instabilidade 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 instabilidade elástica conforme 5.3.5.1b) e 5.3.5.1c), 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).



1775 **5.3.5.3 Seções assimétricas, exceto o caso de cantoneiras simples previsto em 5.3.5.4**

1776 A força axial de instabilidade elástica, N_e , de uma barra com seção transversal assimétrica (sem nenhum eixo de
1777 simetria) é dada pela menor das raízes da seguinte equação cúbica:

1778
$$(N_e - N_{ex})(N_e - N_{ey})(N_e - N_{ez}) - N_e^2 (N_e - N_{ey}) \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 - N_e^2 (N_e - N_{ex}) \left(\frac{y_o}{r_o} \right)^2 = 0$$

1779 **5.3.5.4 Cantoneiras simples conectadas por uma aba**

1780 **5.3.5.4.1** Os efeitos da excentricidade da força de compressão atuante em uma cantoneira simples podem ser
1781 considerados por meio de um comprimento destravado equivalente, desde que essa cantoneira:

- 1782 a) seja carregada nas extremidades através da mesma aba;
- 1783 b) seja conectada por solda ou por pelo menos dois parafusos na direção da solicitação;
- 1784 c) não seja solicitada por ações transversais intermediárias;
- 1785 d) não tenha relação L_{x1} / r_{x1} , conforme determinada em 5.3.5.4.2 e 5.3.5.4.3, que exceda 200;
- 1786 e) não tenha relação entre a largura da aba maior e da aba menor que exceda 1,7;
- 1787 f) não tenha relação b/t que exceda $0,71\sqrt{E/f_y}$

1788 Nesse caso, a força axial de instabilidade elástica da cantoneira, N_e , é dada por:

1789
$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_{x1}}{(L_{x1})^2}$$

1790 onde:

1791 I_{x1} é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é
1792 paralelo à aba conectada;

1793 L_{x1} é o comprimento destravado equivalente, dado em 5.3.5.4.2 ou 5.3.5.4.3, o que for aplicável.

1794

1795 **5.3.5.4.2** Para cantoneiras de abas iguais ou de abas desiguais conectadas pela aba de maior largura, que são
1796 barras individuais ou diagonais ou montantes de treliças planas com as barras adjacentes conectadas do mesmo
1797 lado das chapas de nó ou das cordas:

- 1798 j) quando $0 \leq \frac{L_{x1}}{r_{x1}} \leq 80$: $L_{x1} = 72 r_{x1} + 0,75 L_{x1}$



1799 k) quando $\frac{L_{x1}}{r_{x1}} > 80$: $L_{x1} = 32 r_{x1} + 1,25 L_{x1}$

1800 onde:

1801 L_{x1} é o comprimento da cantoneira, tomado entre os pontos de trabalho situados nos eixos longitudinais das
1802 cordas da treliça;

1803 r_{x1} é o raio de giração da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo
1804 à aba conectada.

1805 Nas cantoneiras de abas desiguais com relação entre as larguras das abas de até 1,7 e conectadas na menor aba, L_{x1}
1806 não pode ser tomado inferior aos seguintes valores:

1807 - $0,95 L_{x1} \frac{r_{x1}}{r_{\min}}$

1808 - dado nas alíneas a) e b) anteriores, aumentado de $4 \left[\left(\frac{b_e}{b_s} \right)^2 - 1 \right] r_{x1}$

1809 onde:

1810 r_{\min} é o raio de giração mínimo da cantoneira;

1811 b_e é a largura da maior aba da cantoneira;

1812 b_s é a largura da menor aba da cantoneira.

1813

1814 **5.3.5.4.3** Para cantoneiras de abas iguais ou de abas desiguais conectadas pela aba de maior largura, que são
1815 diagonais ou montantes de treliças espaciais com as barras adjacentes conectadas do mesmo lado das chapas de
1816 nó ou das cordas

1817 a) quando $0 \leq \frac{L_{x1}}{r_{x1}} \leq 75$: $K_{x1} L_{x1} = 60 r_{x1} + 0,80 L_{x1}$

1818 b) quando $\frac{L_{x1}}{r_{x1}} > 75$: $K_{x1} L_{x1} = 45 r_{x1} + L_{x1}$

1819 Para cantoneiras de abas desiguais com relação entre as larguras das abas de até 1,7 e conectadas na menor aba,
1820 L_{x1} não pode ser tomado inferior aos seguintes valores:

1821 - $0,82 L_{x1} \frac{r_{x1}}{r_{\min}}$

1822 - dado nas alíneas a) e b) anteriores, aumentado de $6 \left[\left(\frac{b_e}{b_s} \right)^2 - 1 \right] r_{x1}$

1823

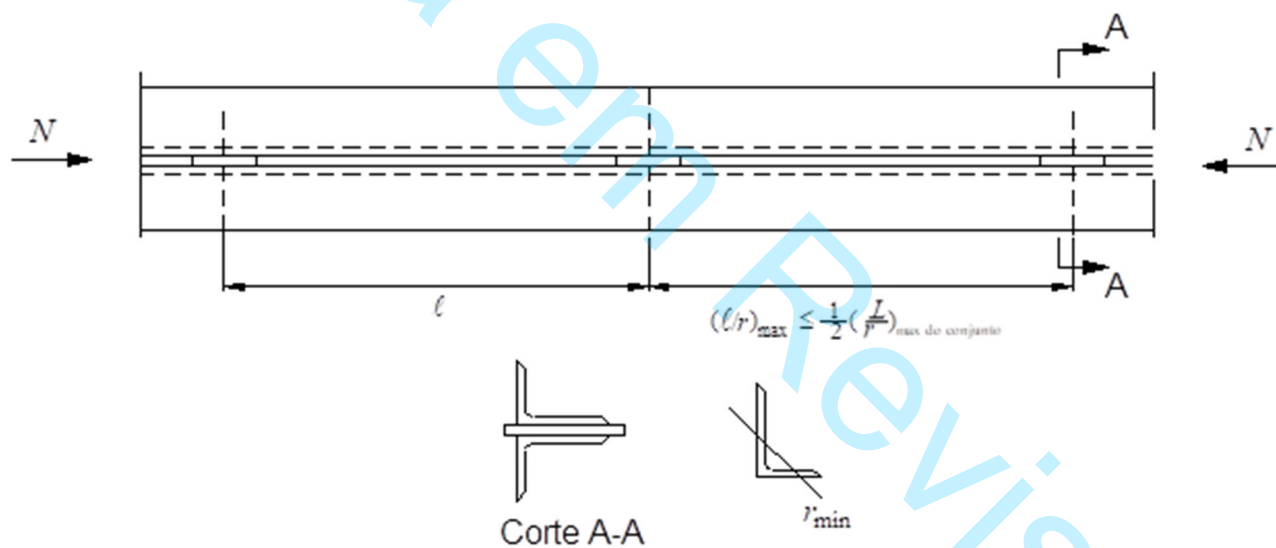
1824 **5.3.5.4.4** Para cantoneiras com relação b/t que exceda $0,71\sqrt{E/f_y}$ deve ser considerada a instabilidade por flexo-
1825 torção conforme 5.3.5.2 ou 5.3.5.3, o que for aplicável.

1826
1827 **5.3.5.4.5** Cantoneiras simples com ligações diferentes das descritas em 5.3.5.4.2 e 5.3.5.4.3, com relação entre as
1828 larguras das abas maior que 1,7 ou com forças transversais, devem ser tratadas como barras submetidas à
1829 combinação de força axial e momentos fletores.

1830 **5.3.6 Limitação do índice de esbeltez**

1831 **5.3.6.1** O índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o comprimento
1832 destravado L e o raio de giração correspondente r , portanto L/r , não deve ser superior a 200.

1833 **5.3.6.2** Barras compostas, formadas por dois ou mais perfis trabalhando em conjunto, em contato ou com
1834 afastamento igual à espessura de chapas espaçadoras, devem possuir ligações entre esses perfis a intervalos tais
1835 que o índice de esbeltez L/r de qualquer perfil, entre duas ligações adjacentes, não seja superior a 1/2 do maior
1836 índice de esbeltez da barra composta (L/r), conforme ilustra a Figura 12. Para cada perfil componente, o índice
1837 de esbeltez deve ser calculado com o seu raio de giração mínimo. Adicionalmente, pelo menos duas chapas
1838 espaçadoras devem ser colocadas ao longo do comprimento, uniformemente espaçadas.



1839
1840 **Figura 10 — Barra composta comprimida**

1841 **5.4 Barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante**

1843 **5.4.1 Generalidades**

1844 **5.4.1.1** Esta subseção é aplicável ao dimensionamento de barras prismáticas submetidas a momento fletor e força
1845 cortante, nas seguintes condições:

1846 - seções I e H com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um desses eixos;



- 1847 - seções I e H com apenas um eixo de simetria, situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo
1848 central de inércia perpendicular à alma;
- 1849 - seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- 1850 - seções constituídas por duas cantoneiras em forma de T, fletidas em relação ao eixo central de inércia
1851 perpendicular ao eixo de simetria;
- 1852 - seções U fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- 1853 - seções-caixão e tubulares retangulares com dois eixos de simetria fletidas em relação a um desses eixos;
- 1854 - seções sólidas circulares ou retangulares fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- 1855 - seções tubulares circulares fletidas em relação a qualquer eixo que passe pelo centro geométrico.

1856 **5.4.1.2** O carregamento transversal deve sempre estar em um plano de simetria, exceto no caso de perfis U
1857 fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma, quando a resultante do carregamento transversal deve passar
1858 pelo centro de cisalhamento da seção transversal ou a torção deve ser impedida.

1859 **5.4.1.3** No dimensionamento das barras submetidas a momento fletor e força cortante, devem ser atendidas as
1860 seguintes condições:

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

1861

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

1862 onde:

1863 M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

1864 V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

1865 M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo, determinado conforme 5.4.2;

1866 V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo, determinada conforme 5.4.3.

1867 Devem ainda ser verificados todos os estados-limites de serviço aplicáveis, conforme prescrições desta Norma.

1868 **5.4.1.4** Para barras com aberturas na alma, ver Anexo I.

1869 **5.4.2 Momento fletor resistente de cálculo**

1870 **5.4.2.1** O momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd} , deve ser determinado de acordo com o AnexoG ou H, o
1871 que for aplicável, obedecendo-se ao disposto em 5.4.2.2 a 5.4.2.5. Devem ser considerados, conforme o caso, os
1872 estados-limites últimos de instabilidade lateral com torção (FLT), instabilidade local da mesa
1873 comprimida (FLM), instabilidade local da alma (FLA), instabilidade local da aba, instabilidade local
1874 da parede do tubo e escoamento da mesa tracionada.



1875 5.4.2.2 Para assegurar a validade da análise elástica, o momento fletor resistente de cálculo não pode ser tomado
1876 maior que $1,50W f_y / \gamma_{a1}$, sendo W o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em
1877 relação ao eixo de flexão.

1878 5.4.2.3 Para a determinação do momento fletor resistente de cálculo ao estado-limite FLT, pode ser necessário
1879 calcular um fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_b), para o comprimento
1880 destravado (L_b) analisado. Esse fator, definido nesta Norma para o caso de atuação de forças transversais, caso
1881 existam, na semialtura da seção transversal, exceto para a situação prevista em 5.4.2.4, é dado por:

1882 a) em todos os casos, excluindo o descrito na alínea b) a seguir:

1883
$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m$$

1884 onde:

1885 M_{max} é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento
1886 destravado;

1887 M_A é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do
1888 comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

1889 M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento
1890 destravado;

1891 M_C é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do
1892 comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

1893 R_m é um parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a:

1894 1,0 para todas as seções duplamente simétricas, para seções L com um eixo de simetria, fletidas em
1895 relação ao eixo que não é de simetria, submetidas à curvatura simples, e seções U , fletidas em relação
1896 ao eixo de simetria;

1897 $0,5 + 2(I_{y,m}/I_y)^2$ para seções L com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de
1898 simetria, submetidas à curvatura reversa;

1899 $I_{y,m}$ é o momento de inércia, em relação ao eixo de simetria, da mesa de menor momento de inércia;

1900 I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria.

1901 Em seções L com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura
1902 reversa, a verificação à FLT deve ser feita para as duas mesas (cada mesa terá um momento fletor resistente de
1903 cálculo, que deve ser igual ou superior ao máximo momento solicitante de cálculo que causa compressão nessa
1904 mesa). Nos demais casos, o momento fletor resistente de cálculo é constante ao longo do comprimento destravado
1905 e deve ser igual ou superior ao máximo momento solicitante de cálculo (positivo ou negativo) nesse comprimento.
1906 Em balanços, ambas as mesas das duas extremidades do comprimento destravado devem ser impedidas de se
1907 deslocar lateralmente (ver 4.11.3.2).



1908 Para todos os casos em que, no intervalo entre duas contenções laterais, houver forças transversais aplicadas
1909 acima da semialtura da seção, cuja atuação não promova restrição lateral ou de torção à barra, C_b deve ser obtido
1910 por análise estrutural ou por um procedimento aceito pela comunidade técnico-científica – ver 5.4.2.4. Se houver
1911 forças transversais aplicadas abaixo da semialtura da seção transversal, C_b pode ser adotado, de modo
1912 conservador, como se essas forças estivessem na semialtura ou, de modo mais preciso, por análise estrutural ou
1913 por um procedimento aceito pela comunidade técnico-científica – ver 5.4.2.4.

1914 b) em balanços em que o empenamento for impedido no apoio e a extremidade livre não for impedida de se
1915 deslocar lateralmente ou de girar em torno de seu eixo longitudinal:

1916
$$C_b = 1,00$$

1917 Nos demais casos de balanços, em que nenhuma ou somente uma mesa seja impedida de se deslocar lateralmente,
1918 em qualquer extremidade, C_b deve ser obtido por análise estrutural ou por um procedimento aceito pela
1919 comunidade técnico-científica – ver 5.4.2.4.

1920 **5.4.2.4** Procedimentos de cálculo mais precisos, incluindo os que utilizam análise numérica de estabilidade
1921 elástica, podem ser encontrados em Q.2.

1922 **5.4.2.4** Nas vigas com seções I, H e U, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, e
1923 seções caixão e tubulares retangulares fletidas em relação a um eixo central de inércia, simétricas em relação ao
1924 eixo de flexão, em um comprimento destravado (L_b) no qual uma das mesas encontra-se livre para se deslocar
1925 lateralmente e a outra mesa possui contenção lateral contínua contra esse tipo de deslocamento, o fator de
1926 modificação para momento fletor não-uniforme é dado por:

1927 l) quando a mesa com contenção lateral contínua estiver tracionada em pelo menos uma extremidade do
1928 comprimento destravado:

1929
$$C_b = 3,00 - \frac{2 M_1}{3 M_0} - \frac{8 M_2}{3 (M_0 + M_1)}$$

1930

1931 onde:

1932 M_0 é o valor do maior momento fletor solicitante de cálculo, tomado com sinal negativo, que comprime
1933 a mesa livre nas extremidades do comprimento destravado;

1934 M_1 é o valor do momento fletor solicitante de cálculo na outra extremidade do comprimento
1935 destravado. Se esse momento comprimir a mesa livre, deve ser tomado com sinal negativo nos segundo
1936 e terceiro termos da equação. Se tracionar a mesa livre, deve ser tomado com sinal positivo no segundo
1937 termo da equação e igual a zero no terceiro termo;

1938 M_2 é o momento fletor solicitante de cálculo na seção central do comprimento destravado, com sinal
1939 positivo se tracionar a mesa livre e sinal negativo se tracionar a mesa com contenção lateral contínua.

1940

1941 m) em trechos com momento nulo nas extremidades, submetidos a uma força transversal uniformemente
1942 distribuída, com apenas a mesa tracionada contida continuamente contra deslocamento lateral:



1943 $C_b = 2,0$

1944 n) em todos os outros casos:

1945 $C_b = 1,0$

1946 Na verificação à FLT, deve-se tomar como momento fletor solicitante de cálculo o maior momento que comprime
1947 a mesa livre. No caso da alínea a), por exemplo, esse momento é M_0 .

1948 **5.4.2.5** As vigas, com ou sem chapas de reforço de mesa, mesmo com furos para parafusos nas mesas, podem
1949 ser dimensionadas ao momento fletor com base nas propriedades da seção bruta, desde que:

1950
$$f_u A_{fn} \geq Y_t f_y A_{fg}$$

1951 onde:

1952 A_{fn} é a área líquida da mesa tracionada, calculada de acordo com 5.2.4;

1953 A_{fg} é a área bruta da mesa tracionada;

1954 Y_t é um coeficiente igual a 1,0 para $f_y/f_u \leq 0,8$ e igual a 1,10 se $f_y/f_u > 0,8$.

1955 Se

1956
$$f_u A_{fn} < Y_t f_y A_{fg}$$

1957 o momento fletor resistente de cálculo deve ser limitado pelo estado-limite último de ruptura por flexão, na região
1958 dos furos na mesa tracionada, sendo dado por:

1959
$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{al}} \frac{f_u A_{fn}}{A_{fg}} W_t$$

1960 onde W_t é o módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão.

1961 **5.4.3 Força cortante resistente de cálculo**

1962 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
1963 os estados-limites últimos de escoamento e instabilidade por cisalhamento. Nas seções previstas em 5.4.3.1, 5.4.3.2 e
1964 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
1965 são as abas das cantoneiras perpendiculares ao eixo de flexão; nas seções previstas em 5.4.3.5, os elementos resistentes são
1966 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
1967 fornecidos os requisitos para colocação de enrijecedores transversais em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central
1968 de inércia perpendicular à alma.

1969 **5.4.3.1 Seções I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma**

1970 **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
1971 momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada por:

- para $\lambda \leq \lambda_p$: $V_{Rd} = \frac{V_{pB}}{\gamma_{al}}$

- para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$: $V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pB}}{\gamma_{al}}$

onde:

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

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

$$k_v = \begin{cases} 5,34 \text{ para almas sem enrijecedores transversais, para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou para } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{(a/h)^2}, \text{ para todos os outros casos} \end{cases}$$

$V_{p\ell}$ 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.

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:



1993 a) os enrijecedores transversais devem ser soldados à alma e às mesas do perfil, podendo, entretanto, do lado da
1994 mesa tracionada, ser interrompidos de forma que a distância entre os pontos mais próximos das soldas entre
1995 mesa e alma e entre enrijecedor e alma fique entre $4t_w$ e $6t_w$;

1996 b) a relação entre largura e espessura dos elementos que formam os enrijecedores não pode ultrapassar
1997 $0,56\sqrt{E/f_y}$;

1998 c) o momento de inércia da seção de um enrijecedor singelo ou de um par de enrijecedores (um de cada lado da
1999 alma) em relação ao eixo no plano médio da alma não pode ser inferior a $a t_w^3 j$, onde
2000 $j = [2,5/(a/h)^2] - 2 \geq 0,5$.

2001 5.4.3.2 Seções tubulares retangulares e caixão

2002 Em seções tubulares retangulares e caixão fletidas em relação a um eixo central de inércia, a força cortante
2003 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
2004 à altura da parte plana das almas nas seções tubulares retangulares e igual à distância entre as faces internas das
2005 mesas nas seções caixão e t_w igual à espessura de uma das almas (as duas almas devem ter a mesma espessura).
2006 A força cortante $V_{p\Box}$ é determinada conforme 5.4.3.1.2, com:

2007
$$A_w = 2 h t_w$$

2008 5.4.3.3 Seções T fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma

2009 Em seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante resistente de
2010 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
2011 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
2012 $V_{p\Box}$ é determinada conforme 5.4.3.1.2, com:

2013
$$A_w = d t_w$$

2014 5.4.3.4 Seções formadas por duas cantoneiras fletidas em relação ao eixo perpendicular ao de simetria

2015 Em seções formadas por duas cantoneiras iguais constituindo uma seção tipo T, fletidas em relação ao eixo central
2016 de inércia perpendicular ao eixo de simetria, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada pelo mesmo
2017 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
2018 igual à espessura da aba perpendicular ao eixo de flexão de uma das cantoneiras (t), desde que a relação b/t não
2019 supere 260. A força cortante $V_{p\Box}$ é determinada conforme 5.4.3.1.2, com:

2020
$$A_w = 2 b t$$

2021 5.4.3.5 Seções I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular às mesas

2022 Em seções I e H duplamente simétricas e seções U monossimétricas fletidas em relação ao eixo central de inércia
2023 perpendicular às mesas (eixo de menor momento de inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada
2024 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 $V_{p\Box}$ 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

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

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

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 e igual à espessura nominal para tubos sem costura;

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

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_{\Box} , 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_{\Box} da extremidade da lamela, com a_{\Box} (Figura 13):



- o) 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 e ao longo da sua extremidade;
- p) 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 e ao longo da sua extremidade;
- q) 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 .

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.

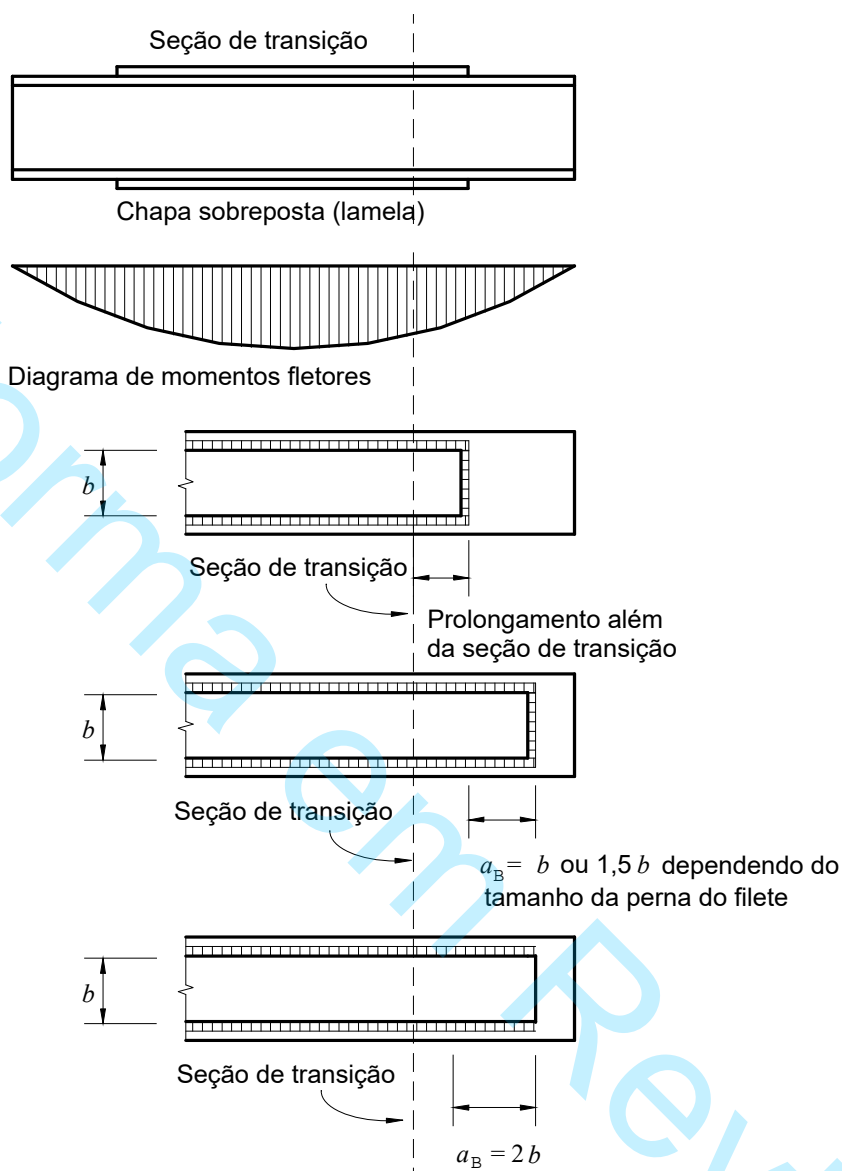


Figura 11 — Chapas de reforço sobrepostas a mesas de vigas

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

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



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

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

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 flettores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são os momentos flettores 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 flettores 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 instabilidade 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:

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

e

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

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

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

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:

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

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

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

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.

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:

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

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

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

d) para os estados-limites de instabilidade 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 em questão, levando-se em conta, quando necessário, a interação entre instabilidade global e a instabilidade local.

5.6 Barras de seção variável

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



2150 **5.7 Mesas e almas de perfis I e H submetidas a forças transversais localizadas**

2151 **5.7.1 Generalidades**

2152 Esta subseção apresenta prescrições para a verificação de estados-limites últimos causados por forças transversais
2153 localizadas, aplicadas na face externa de pelo menos uma das mesas, perpendicularmente à sua face, em seções I
2154 e H. As forças localizadas devem estar centradas em relação à alma.

2155 **5.7.2 Flexão local da mesa**

2156 **5.7.2.1** A mesa de uma barra, solicitada por uma força localizada que produza tração na alma, deve ser verificada
2157 quanto ao estado-limite último de flexão local. Essa verificação não precisa ser feita se o comprimento de atuação
2158 da força, na direção perpendicular ao comprimento da barra, for inferior a $0,15 b_f$, onde b_f é a largura da mesa
2159 carregada.

2160 **5.7.2.2** A menos do disposto em 5.7.2.4, a força localizada solicitante de cálculo não pode superar a força
2161 resistente de cálculo da mesa da barra, dada por:

2162
$$F_{Rd} = \frac{6,25 t_f^2 f_y}{\gamma_{a1}}$$

2163 onde t_f é a espessura da mesa carregada.

2164 **5.7.2.3** Quando a força atua a uma distância da extremidade da barra menor que 10 vezes a espessura da mesa,
2165 a força resistente dada em 5.7.2.2 deve ser reduzida à metade.

2166 **5.7.2.4** Se a força localizada solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, devem ser colocados, na
2167 seção de atuação da força, enrijecedores transversais de ambos os lados da alma (ver 5.7.9).

2168 **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
2169 a força localizada solicitante de cálculo de tração entre esses dois elementos.

2170 **5.7.3 Escoamento local da alma**

2171 **5.7.3.1** A alma de uma barra, solicitada por tração ou compressão provocada por uma força localizada que atue
2172 na mesa, deve ser verificada para o estado-limite último de escoamento local.

2173 **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
2174 cálculo da alma da barra, dada por:

2175 a) quando a força está a uma distância da extremidade da barra maior que a altura da seção transversal:

2176
$$F_{Rd} = \frac{1,10(5k + \ell_n) f_y t_w}{\gamma_{a1}}$$

2177 b) quando a força está a uma distância da extremidade da barra inferior ou igual à altura da seção transversal:

2178
$$F_{Rd} = \frac{1,10(2,5k + \ell_n) f_y t_w}{\gamma_{a1}}$$

2179 onde:

2180 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.

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:

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

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

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

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

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).



2208 **5.7.5 Instabilidade lateral da alma**

2209 **5.7.5.1** A alma de uma barra, solicitada por compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa
2210 comprimida, deve ser verificada para o estado-limite último de instabilidade lateral, caso o deslocamento
2211 lateral relativo entre a mesa comprimida carregada e a mesa tracionada não esteja impedido no ponto de aplicação
2212 da força.

2213 **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
2214 resistente de cálculo da alma da barra, dada por:

2215 a) se a rotação da mesa carregada for impedida, para $(h/t_w)/(B/b_f) \leq 2,30$

2216
$$F_{Rd} = \frac{C_r t_w^3 t_f}{\gamma_{a1} h^2} \left[0,94 + 0,37 \left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f} \right)^3 \right]$$

2217 b) se a rotação da mesa carregada não for impedida, para $(h/t_w)/(B/b_f) \leq 1,70$

2218
$$F_{Rd} = \frac{C_r t_w^3 t_f}{\gamma_{a1} h^2} \left[0,37 \left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f} \right)^3 \right]$$

2219 onde:

2220 ℓ é o maior comprimento destravado lateralmente, envolvendo a seção de atuação da força localizada,
2221 considerando as duas mesas;

2222 h é a distância entre as faces internas das mesas menos os raios de concordância no caso de perfis
2223 laminados, ou a distância entre as faces internas das mesas no caso de perfis soldados;

2224 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
2225 fletor solicitante de cálculo e M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, conforme o
2226 Anexo G, sem considerar a influência das tensões residuais).

2227 **5.7.5.3** Se $(h/t_w)/(B/b_f)$ superar 2,30 ou 1,70, respectivamente quando a rotação da mesa carregada for ou não
2228 impedida, o estado-limite último de instabilidade lateral da alma não tem possibilidade de ocorrer.

2229 **5.7.5.4** Se a rotação da mesa carregada for impedida e a força solicitante de cálculo superar a força resistente de
2230 cálculo dada em 5.7.5.2a), uma contenção lateral na mesa tracionada da seção de atuação da força deve ser
2231 prevista, conforme 4.11. Opcionalmente, podem ser colocados nessa seção enrijecedores transversais de ambos
2232 os lados da alma (ver 5.7.9).

2233 **5.7.5.5** Se a rotação da mesa carregada não for impedida e a força solicitante de cálculo superar a força resistente
2234 de cálculo dada em 5.7.5.2b), contenções laterais em ambas as mesas da seção de atuação da força devem ser
2235 previstas, conforme 4.11.



2236 **5.7.6 Instabilidade da alma por compressão**

2237 **5.7.6.1** A alma de uma barra, solicitada por compressão provocada por um par de forças localizadas de sentidos
2238 opostos, atuando em ambas as mesas da mesma seção transversal, deve ser verificada para o estado-limite último
2239 de instabilidade por compressão.

2240 **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
2241 superar a força resistente de cálculo da alma da barra, dada por:

2242
$$F_{Rd} = \frac{24t_w^3 \sqrt{E f_y}}{\gamma_{a1} h}$$

2243 **5.7.6.3** Quando o par de forças concentradas se encontra a uma distância da extremidade da viga menor que
2244 metade da altura da seção transversal, a força resistente dada em 5.7.6.2 deve ser reduzida à metade.

2245 **5.7.6.4** Se a força solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, deve ser colocado, na seção de
2246 atuação dessa força, um enrijecedor transversal de um dos lados da alma ou devem ser colocados enrijecedores
2247 transversais de ambos os lados da alma (ver 5.7.9).

2248 **5.7.7 Cisalhamento do painel de alma**

2249 **5.7.7.1** Chapas de reforço de alma (ver 5.7.7.2) ou enrijecedores diagonais (ver 5.7.7.3) devem ser
2250 providenciados dentro do contorno de uma ligação rígida entre viga e pilar (painel de alma do pilar), ou ligação
2251 similar, cujas almas se situam em um mesmo plano, quando a força cortante solicitante de cálculo no painel,
2252 F_{Sd} , transmitida (predominantemente) pelas mesas da viga (OU mais a força cortante já atuante no pilar), exceder
2253 a força cortante resistente de cálculo, dada por:

2254 - para $N_{Sd} \leq 0,4N_{pl}$: $N_{Rd} = V_{Rd}$

2255 - para $N_{Sd} > 0,4N_{pl}$: $N_{Rd} = V_{Rd} \left(1,4 - \frac{N_{Sd}}{N_{pl}} \right)$

2256 onde:

2257 V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo do painel, obtida de acordo com 5.4.3, tomando-se a distância a
2258 igual à distância entre centros geométricos das mesas da viga;

2259 t_w é a espessura da alma do pilar;

2260 d_c é a altura da seção transversal do pilar;

2261 N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo no pilar;

2262 N_{pl} é a força axial correspondente ao escoamento da seção transversal do pilar, igual a $A_g f_y$.

2263 **5.7.7.2** Chapas de reforço da alma são chapas colocadas em paralelo com a alma, o mais próximo possível desta,
2264 adequadamente soldadas nas duas mesas, se estendendo por todo o comprimento do painel de alma e,
2265 adicionalmente, por mais pelo menos 150 mm além das seções de aplicação das forças localizadas. Essas chapas,
2266 quando usadas, além de serem dispostas dos dois lados da alma, devem ser dimensionadas de acordo com 5.4
2267 para absorver a parcela prevista da força cortante de cálculo total.



- 2268 **5.7.7.3** Enrijecedores diagonais, quando usados, devem ser dispostos dos dois lados da alma e abranger todo o
2269 comprimento do painel de alma e toda a altura da alma (ver 5.7.9.4).
- 2270 **5.7.8 Apoios ou extremidades de vigas sem restrição à rotação e com alma livre**
- 2271 Devem ser usados enrijecedores transversais em apoios ou extremidades de vigas que não tenham qualquer tipo
2272 de restrição à rotação em relação ao eixo longitudinal e nos quais as almas não sejam ligadas a outras vigas ou
2273 pilares. Tais enrijecedores devem ser soldados às mesas e à alma da seção transversal, estendendo-se por toda a
2274 altura da alma.
- 2275 **5.7.9 Exigências adicionais para enrijecedores para forças localizadas**
- 2276 **5.7.9.1** Enrijecedores transversais necessários para resistir a forças localizadas que produzam tração na alma
2277 devem ser dimensionados de acordo com 5.2, tomando como área bruta a área deles e como área líquida efetiva
2278 a área da seção ligada à mesa, descontando-se os recortes que porventura existam. Esses enrijecedores devem ser
2279 soldados à mesa carregada e à alma, e se estender pelo menos até a metade da altura da alma. A solda entre o
2280 enrijecedor e a mesa carregada deve ser capaz de suportar a diferença entre a força solicitante e a força resistente
2281 de cálculo. A solda entre o enrijecedor e a alma deve ser capaz de transferir para a alma essa diferença.
- 2282 **5.7.9.2** Enrijecedores transversais necessários para resistir a forças localizadas que produzam compressão na
2283 alma, para os estados-limites últimos de escoamento local da alma (ver 5.7.3) e enrugamento da alma (ver 5.7.4),
2284 devem se estender pelo menos até a 3/4 da altura da alma, ter suas extremidades ajustadas para estar em perfeito
2285 contato com a mesa carregada ou ser soldados a esta mesa, e, ser soldados à alma. A solda entre o enrijecedor e
2286 a mesa carregada, caso exista, deve ser capaz de suportar a diferença entre a força solicitante e a força resistente
2287 de cálculo. A solda entre o enrijecedor e a alma deve ser capaz de transferir para a alma essa diferença. No caso
2288 de enrijecedores com extremidades ajustadas junto à mesa carregada, deve ser verificado o estado-limite de
2289 esmagamento local, conforme 6.6.2, utilizando-se uma área de contato A igual à área da seção dos enrijecedores
2290 ligada à mesa, descontando-se os recortes que porventura existam.
- 2291 **5.7.9.3** Enrijecedores transversais necessários para resistir a forças localizadas que produzam compressão na
2292 alma, para os estados-limites últimos de instabilidade de gem lateral da alma (ver 5.7.5) e instabilidade de gem da alma
2293 por compressão (ver 5.7.6), devem ser dimensionados de acordo com 5.7.9.4. Esses enrijecedores devem se
2294 estender por toda a altura da alma, ter suas extremidades ajustadas para estar em perfeito contato com a(s) mesa(s)
2295 carregada(s) ou ser soldados a esta(s) mesa(s) e ser soldados à alma e à mesa oposta. A solda entre o enrijecedor
2296 e a(s) mesa(s) carregada(s), caso exista, deve ser capaz de suportar a diferença entre a força solicitante e a força
2297 resistente de cálculo, para o estado-limite em consideração. A solda entre o enrijecedor e a alma deve ser capaz
2298 de transferir para a alma essa diferença. No caso de enrijecedores com extremidades ajustadas junto à(s) mesa(s)
2299 carregada(s), deve ser verificado o estado-limite de esmagamento local, conforme 6.6.2, utilizando-se uma área
2300 de contato A igual à área da seção dos enrijecedores ligada à mesa, descontando-se os recortes que porventura
2301 existam.
- 2302 **5.7.9.4** Os enrijecedores transversais usados para impedir a ocorrência dos estados-limites últimos citados em
2303 5.7.9.3 devem ser dimensionados como barras comprimidas, de acordo com 5.3, para o estado-limite último de
2304 instabilidade por flexão em relação a um eixo no plano médio da alma. A seção transversal a ser considerada é
2305 formada pelos enrijecedores mais uma faixa de alma de largura igual a $12t_w$, se os enrijecedores forem de
2306 extremidade, e igual a $25t_w$, se estiverem em uma seção interna. O comprimento de instabilidade de gem deve ser
2307 tomado igual a $0,75h$.
- 2308 **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.

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 $S_i \leq 0,5 EI_v / L_v$ e pode ser considerada rígida se $S_i \geq 25 EI_v / L_v$ (ver 6.1.2.2), onde S_i é a rigidez da ligação, correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação, simplificada 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 $S_i \geq 25 EI_v / L_v$ 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 todos 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 $S_i \geq 25 EI_v / L_v$, 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.



2345 **6.1.3 Barras com ligações flexíveis nos apoios**

2346 As ligações flexíveis de vigas e de treliças podem levar em conta apenas as reações de cálculo compatíveis com
2347 a hipótese de flexibilidade. Essas ligações flexíveis devem permitir a rotação de vigas simplesmente apoiadas nas
2348 extremidades, sem ocorrência de colapso. As ligações com rigidez inicial igual ou inferior aos limites inferiores
2349 das expressões apresentadas em 6.1.2 podem ser consideradas ligações flexíveis, desprezando-se os efeitos de
2350 sua rigidez na resposta global da estrutura.

2351 **6.1.4 Barras com ligações rígidas ou semi-rígidas nos apoios**

2352 Na determinação da resistência de cálculo das ligações rígidas ou semi-rígidas, devem ser considerados os efeitos
2353 combinados de todos os esforços solicitantes de cálculo, provenientes da rigidez total ou parcial das ligações,
2354 podendo ser consideradas rígidas as ligações cuja rigidez S_i seja igual ou superior aos limites superiores das
2355 expressões apresentadas em 6.1.2.

2356 **6.1.5 Resistência mínima de ligações**

2357 **6.1.5.1** Para garantia da integridade estrutural, devem ser atendidos os requisitos de 4.12. Além disso, para outras
2358 situações, aplica-se o descrito em 6.1.5.2 e 6.1.5.3.

2359 **6.1.5.2** Ligações sujeitas a uma força solicitante de cálculo, em qualquer direção, inferior a 45 kN, excetuando-
2360 se diagonais e montantes de travejamento de barras compostas, tirantes constituídos de barras redondas, travessas
2361 de fechamento lateral e terças de cobertura de edifícios, devem ser dimensionadas para uma força solicitante de
2362 cálculo igual a 45 kN, com direção e sentido da força atuante.

2363 **6.1.5.3** Recomenda-se, a critério do responsável técnico pelo projeto, que as ligações de barras tracionadas ou
2364 comprimidas sejam dimensionadas no mínimo para 50% da força axial resistente de cálculo da barra, referente
2365 ao tipo de solicitação que comanda o dimensionamento da respectiva barra (tração ou compressão).

2366 **6.1.6 Barras comprimidas transmitindo esforços por contato**

2367 **6.1.6.1** Em pilares cujas extremidades são usinadas, por exemplo, por corte com serra, para transmitir forças de
2368 compressão por contato, as ligações das extremidades com as placas de apoio, ou entre pilares, devem ser feitas
2369 com parafusos ou soldas capazes de manter em suas posições, com segurança, todas as partes ligadas, e garantir
2370 a estabilidade estrutural.

2371 **6.1.6.2** Barras comprimidas que não sejam pilares, com extremidades usinadas, transmitindo esforços por
2372 contato, devem ter meios e elementos de ligação posicionados de modo a manter alinhadas todas as partes da
2373 ligação e dimensionados para resistir à condição menos severa entre as seguintes:

- 2374 a) uma força axial de tração de 50% da força axial de compressão resistente de cálculo da barra conectada;
- 2375 b) o momento fletor e a força cortante resultantes de uma força transversal igual a 2% da força axial de
2376 compressão resistente de cálculo da barra conectada. Essa força transversal deve ser aplicada na posição
2377 da emenda e deve ser entendida como um valor mínimo, isto é, não é necessário que seja somada a outras
2378 forças presentes na emenda.

2379 **6.1.6.3** Em ambos os casos anteriores, as ligações citadas devem ser dimensionadas para resistir também a 100 %
2380 das solicitações de cálculo que não sejam transmitidas por contato, incluindo casos de inversão de esforços.



2381 **6.1.7 Impedimento de rotação nos apoios**

2382 Nos pontos de apoio, vigas e treliças devem ter rotação impedida em relação a seu eixo longitudinal (ver 5.7.8).

2383 **6.1.8 Disposição de soldas e parafusos**

2384 **6.1.8.1** Grupos de parafusos ou soldas, situados nas extremidades de qualquer barra axialmente solicitada, devem
2385 ter seus centros geométricos sobre o eixo que passa pelo centro geométrico da seção da barra, a não ser que seja
2386 levado em conta o efeito de excentricidade.

2387 **6.1.8.2** Nos casos de cantoneiras simples ou duplas e barras semelhantes solicitadas axialmente, não é exigido
2388 que o centro geométrico de grupos de parafusos ou soldas de filete fique sobre o eixo baricêntrico da barra, nas
2389 suas extremidades, para os casos de barras não sujeitas à fadiga; a excentricidade entre os eixos da barra e das
2390 ligações pode ser desprezada em barras solicitadas estaticamente, mas deve ser levada em conta em barras sujeitas
2391 à fadiga.

2392 **6.1.9 Combinação de parafusos e soldas**

2393 **6.1.9.1** Parafusos não podem ser considerados trabalhando em conjunto com soldas, exceto em ligações à
2394 cortante, nas quais parafusos instalados em furos-padrão, ou furos pouco alongados (ver 6.3.5) com a maior
2395 dimensão transversal à direção da força, podem ser considerados trabalhando em conjunto com filetes
2396 longitudinais de solda. No projeto dessas ligações, não deve ser considerada mais que 50% da força resistente de
2397 cálculo do grupo de parafusos.

2398 **6.1.9.2** Ao se fazerem intervenções em que soldas sejam usadas em estruturas construídas, os rebites e os
2399 parafusos de alta resistência (devidamente apertados para atender às exigências das ligações por atrito) já
2400 existentes podem ser considerados para resistir às solicitações de cálculo devidas às cargas já atuantes. As
2401 solicitações devidas aos novos carregamentos devem ser resistidas pelas soldas de reforço que forem
2402 acrescentadas à ligação.

2403 **6.1.10 Fratura lamelar**

2404 Devem ser evitadas, sempre que possível, juntas soldadas onde a transmissão de tensões de tração, resultantes
2405 da retração da solda executada sob condições de restrição de deformação, se faça através de elemento plano em
2406 direção não paralela à sua face (por exemplo, em juntas em L ou em T). Se não puder ser evitado esse tipo de
2407 ligação, devem ser tomadas precauções para evitar a ocorrência de fratura lamelar.

2408 **6.1.11 Limitações de uso para ligações soldadas e parafusadas**

2409 Devem ser usados soldas ou parafusos de alta resistência com protensão inicial em ligações por contato ou por
2410 atrito nos seguintes casos:

- 2411 a) emendas de pilares nas estruturas de andares múltiplos com mais de 40 m de altura;
- 2412 b) ligações de vigas com pilares e com quaisquer outras vigas das quais depende o sistema de contraventamento,
2413 nas estruturas com mais de 40 m de altura;
- 2414 c) ligações e emendas de treliças de cobertura, ligações de treliças com pilares, emendas de pilares, ligações de
2415 contraventamentos de pilares, ligações de mãos francesas ou mísulas usadas para reforço de pórticos e
2416 ligações de peças-suportes de pontes rolantes, nas estruturas com pontes rolantes de capacidade superior a 50
2417 kN;
- 2418 d) ligações de peças sujeitas a ações que produzam impactos ou tensões reversas.



2419 **6.1.12 Emendas de perfis pesados**

2420 Emendas de perfis soldados com mesas ou alma de espessura superior a 50 mm e de perfis laminados com mesas
2421 de espessura superior a 50 mm, quando executas por meio de solda de penetração total e sujeitas a tensões de
2422 tração devidas a momento fletor ou força axial, devem atender aos seguintes requisitos:

- 2423 a) quando as chapas das mesas ou da alma forem emendadas antes de formar o perfil, de acordo com o item
2424 apropriado da AWS D1.1, os requisitos pertinentes daquela norma aplicam-se em lugar dos requisitos desta
2425 Norma. Caso sejam usadas soldas de penetração total para transmitir forças de tração em emendas de perfis,
2426 as exigências de tenacidade do material dadas na Nota f da Tabela 8, os detalhes de abertura de acesso para
2427 soldagem dados em 6.1.13, as exigências de preaquecimento dadas na Nota g da Tabela 8 e as exigências de
2428 preparação de superfície para corte a maçarico e de inspeção dadas em 12.2.1.2 são aplicáveis;
- 2429 b) em todas as emendas sujeitas à tração, prolongadores e chapas de espera para soldagem devem ser removidos
2430 e as superfícies esmerilhadas até facear;
- 2431 c) em todas as emendas de barras sujeitas primariamente à compressão, as aberturas de acesso para soldagem
2432 necessárias para a execução de soldas de penetração total devem atender aos requisitos dados em 6.1.13.
2433 Alternativamente, tais emendas, incluindo casos de barras sujeitas à tração devido à ação do vento, podem
2434 ser realizadas por meio de detalhes que não induzam grandes deformações de retração (por exemplo, soldas
2435 de penetração parcial nas mesas combinadas com emenda da alma por meio de talas e soldas de filete,
2436 emendas parafusadas, ou combinações de parafusos e soldas de filete em emendas com talas).

2437 **6.1.13 Recortes de mesa de vigas para ligações e aberturas de acesso para soldagem**

2438 **6.1.13.1** Todas as aberturas de acesso necessárias para facilitar a operação de soldagem devem ter uma altura
2439 de 1,5 vez a espessura do material no qual a abertura é feita, porém, não menor que 40 mm e não necessitando
2440 exceder 50 mm. As aberturas de acesso devem ser detalhadas de forma a proporcionar espaço para a chapa de
2441 espera.

2442 **6.1.13.2** Recortes de mesa de vigas para ligações e aberturas de acesso para soldagem devem ser livres de
2443 entalhes e cantos reentrantes.

2444 **6.1.13.3** No caso de perfis soldados com mesas ou alma de espessura superior a 50 mm e de perfis laminados
2445 com mesas de espessura superior a 50 mm, superfícies de recortes de vigas e aberturas de acesso para soldagem,
2446 obtidas por meio de corte a maçarico, devem ser esmerilhadas ao metal brilhante e inspecionadas por partículas
2447 magnéticas ou líquido penetrante antes da deposição de soldas de emenda. A região curva de transição de tais
2448 recortes e aberturas não precisa ser esmerilhada se for executada por meio de broca ou serra.

2449 **6.1.14 Considerações sobre ligações com perfis de seção tubular**

2450 Muitas das prescrições desta seção podem não se aplicar em parte ou na totalidade a ligações envolvendo um ou
2451 mais perfis de seção tubular, as quais apresentam características particulares de comportamento. Recomenda-se,
2452 para o dimensionamento dessas ligações, fazendo-se as adaptações necessárias para manter o nível de segurança
2453 previsto por esta Norma, a utilização da AWS D1.1, do ANSI/AISC 360 ou do Eurocode 3 Part 1-8, na ausência
2454 de Norma Brasileira aplicável.

2455 **6.2 Soldas**

2456 **6.2.1 Generalidades**

2457 **6.2.1.1** Todas as disposições da AWS D1.1 relativas a ligações soldadas são aplicáveis a estruturas
2458 dimensionadas de acordo com esta Norma. Uma única exceção deve ser feita às prescrições dadas em 6.1.13,



2459 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
2460 dos mesmos assuntos.

2461 **6.2.1.2** As soldas devem ser indicadas nos desenhos de projeto. Detalhes como comprimento e retornos devem
2462 ser indicados nos desenhos de fabricação e montagem, se aplicável.

2463 6.2.2 Áreas efetivas

2464 6.2.2.1 Soldas de penetração total e parcial

2465 As seguintes disposições são aplicáveis:

- 2466 a) a área efetiva das soldas de penetração total e parcial deve ser calculada como o produto do comprimento
2467 efetivo da solda pela espessura da garganta efetiva;
- 2468 b) o comprimento efetivo de uma solda de penetração total e parcial é igual ao seu comprimento real, o qual
2469 deve ser igual à largura da parte ligada;
- 2470 c) a espessura da garganta efetiva de uma solda de penetração total deve ser tomada igual à menor das espessuras
2471 das partes soldadas;
- 2472 d) a espessura da garganta efetiva de uma solda de penetração parcial está indicada na Tabela 4;
- 2473 e) os valores da espessura da garganta efetiva de uma solda em juntas com uma superfície curva constituída por
2474 uma seção circular, uma seção dobrada a 90° ou uma seção tubular retangular, quando a solda é nivelada com
2475 essa superfície curva, devem ser obtidos da Tabela 5, a menos que outros valores sejam determinados por
2476 meio de ensaios.

2477

2478

Tabela 4 — Espessura da garganta efetiva de soldas de penetração parcial

Processo de soldagem	Posição de soldagem ^{c)}	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)}	Todas		
Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) ^{c)}			
Arco submerso (SAW) ^{d)}	P	J U V ou bisel com ângulo de 60°	
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) ^{b)}	P, H	Bisel com ângulo de 45°	
Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) ^{c)}			



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

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)}	V, S	Bisel com ângulo de 45°	
Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) ^{c)}			
<p>a) SMAW - Shielded Metal Arc Welding.</p> <p>b) GMAW - Gas Metal Arc Welding.</p> <p>c) FCAW - Flux Cored Arc Welding.</p> <p>d) SAW - Submerged Arc Welding.</p> <p>e) P – Plana; H – Horizontal; V – Vertical; S – Sobrecabeça.</p> <p>f) Ângulo do chanfro é o ângulo entre as faces de fusão.</p>			

Tabela 5 — 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)	5 R / 8	3 R / 4
Arco elétrico 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)	5 R / 16	5 R / 8
Arco submerso (SAW)	5 R / 16	R / 2
<p>^{a)} R é o raio da superfície da junta (pode ser assumido como igual a 2t para seção tubular retangular).</p> <p>^{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.</p>		

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 em ligações onde não se pode considerar distribuição uniforme de tensão.. Exemplos dessas ligações são ligações por superposição com soldas longitudinais nas extremidades de elementos axialmente solicitados e soldas longitudinais de ligação de enrijecedores de apoio ou sob forças transversais localizadas. O comprimento efetivo deve ser tomado como o comprimento total da solda multiplicado pelo fator de redução β , dado por:

$$\beta = 1,2 - 0,002 \left(\frac{\ell_w}{d_w} \right), \text{ porém } 0,6 \leq \beta \leq 1,0$$

onde:

ℓ_w é o comprimento total da solda;

d_w é o tamanho da perna do filete de solda;

exemplos dessas ligações são ligações por superposição com soldas longitudinais nas extremidades de elementos axialmente solicitados e soldas longitudinais de ligação de enrijecedores de apoio ou sob forças transversais localizadas

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

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 a dimensão da perna ou a 40 mm, o que for maior. Caso contrário, a dimensão da perna da solda deve ser tomada, para efeito de cálculo, menor ou igual a 25% de seu comprimento efetivo.

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.



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

2526 6.2.4.2 Para especificações relativas a procedimentos pré-qualificados de soldagem, incluindo temperaturas de
2527 preaquecimento e interpassos, ver a AWS D1.1.

2528 6.2.4.3 Para qualificação de outros procedimentos de soldagem, ver a AWS D1.1.

2529 **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) 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 ^{e)}	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



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

- 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.

2530

2531 **6.2.5 Força resistente de cálculo**

2532 **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
2533 a área efetiva da solda, A_{MB} é a área do metal-base (produto do comprimento da solda pela espessura do metal-
2534 base menos espesso), f_y é a menor resistência ao escoamento entre os metais-base da junta e f_w a resistência
2535 mínima à tração do metal da solda, obtida da Tabela A.4.

2536

2537

Tabela 8 — Força resistente de cálculo de soldas

TIPO DE SOLDA	TIPO DE SOLICITAÇÃO E ORIENTAÇÃO	Força resistente de cálculo $F_{w,Rd}^{a)b)d)}$	Nível de Resistência Requerida do Metal de solda (relação de compatibilidade)
Penetração Total	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda	Não precisa ser considerado	Compatibilidade Parcial
	Tração Normal à seção efetiva da solda	Metal-base: $A_{MB} f_y / \gamma_{a1}^{e)f)h)}$	Compatibilidade Total
	Compressão normal à seção efetiva da solda	Metal-base: $A_{MB} f_y / \gamma_{a1}^{e)f)h)}$	É permitido o uso de metal de solda com resistência nominal inferior ao metal base em até 10 ksi (70MPa)
	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva	Metal-base: $0,60 A_{MB} f_y / \gamma_{a1}^h)$	Compatibilidade Parcial
Penetração Parcial	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda ^{c)}	Não precisa ser considerado	Compatibilidade Parcial
	Tração ou compressão normal à seção efetiva da solda	O menor dos dois valores: a) Metal-base: $A_{MB} f_y / \gamma_{a1}^h)$ b) Metal da solda: $0,60 A_w f_w / \gamma_{a1}^i)$	Compatibilidade Parcial
	Cisalhamento paralelo ao eixo da solda, na seção efetiva	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,60 A_w f_w / \gamma_{a2}^j)$	Compatibilidade Parcial
Filete	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda ^{c)}	Não precisa ser considerado	Compatibilidade Parcial



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

	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: $0,60 A_w f_w / \gamma_{a2}^{g)j)}$	Compatibilidade Parcial
Tampão em furos ou rasgos	Cisalhamento paralelo às superfícies em contato, na seção efetiva	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,60 A_w f_w / \gamma_{a2}^{j)}$	Compatibilidade Parcial

- 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 obtido na Tabela 7, respeitando-se a relação de compatibilidade desta tabela..
- 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 pesados, conforme item 6.1.12, sem possibilidades de supressão desta exigência.
- g) Ver também 6.2.5.2.
- h) O valor de γ_{a1} é dado em 4.8.2.
- ji) 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.
- j) 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.

2538

2539 **6.2.5.2** Ao invés da força resistente de cálculo dos filetes de solda dada na Tabela 8, o seguinte procedimento
2540 pode ser usado:

- 2541 a) para um grupo de filetes de solda, dispostos em linha ou paralelos e sujeito a ações no seu plano, com a
2542 resultante das ações passando pelo centro geométrico do grupo de filetes, a força resistente de cálculo é, com
2543 γ_{w2} dado conforme a Nota k da Tabela 8, igual a:

2544

$$F_{w,Rd} = \frac{0,6 f_w}{\gamma_{w2}} A_w (1 + 0,5 \sin^{1,5} \theta)$$

2545

onde:

2546

A_w e f_w são definidos em 6.2.5.1;

2547

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:

$$F_{wx,Rd} = \sum F_{wix,Rd}$$

$$F_{wy,Rd} = \sum F_{wiy,Rd}$$

$$F_{wi,Rd} = \frac{0,6f_w}{\gamma_{w2}} \sum_i A_{wi} (1 + 0,5 \sin^{1,5} \theta_i) f(p_i)$$

$$f(p_i) = [p_i (1,9 - 0,9p_i)]^{0,3}$$

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_i é Δ_i / Δ_{mi} , 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;

- c) para um grupo de filetes carregado concêntricamente, 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 menos 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 6,3 e até 6,3	3
Acima de 6,3 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 150	13
Acima de 150	16
^{a)} Ver 6.2.2 para definição de garganta efetiva.	

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 6,3 e até 6,3	3
Acima de 6,3 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 instabilidades 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);
- b) para ligações de elementos estruturais com forças cíclicas normais a elementos em projeção, de frequência 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.

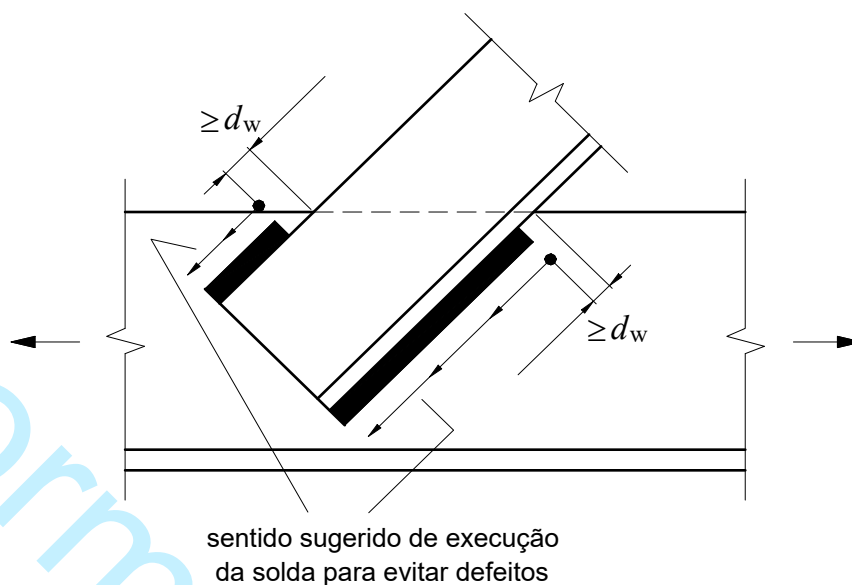


Figura 12 — Filetes de solda próximos de bordas tracionadas

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 instabilidade (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 contém, exceto aquelas extremidades que se estendem até a borda do elemento soldado. O espaçamento entre as linhas de centro de rasgos, medido na direção transversal ao comprimento dos rasgos, deve ser igual ou superior a 4 vezes a largura do rasgo. A distância de centro a centro de rasgos situados na mesma linha longitudinal ao comprimento 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.



2651 **6.3 Parafusos e barras redondas rosqueadas**

2652 As prescrições desta Norma referem-se especificamente aos parafusos comuns ASTM A307 e aos parafusos de
2653 alta resistência constantes na ASTM F3125/F3125M. Os parafusos constantes na ASTM F3125/F3125M são
2654 classificados como:

2655 - grau A325/A325M, com cabeça sextavada;

2656 - grau F1852, com controle de tração;

2657 - grau A490/A490M, com cabeça sextavada;

2658 - grau F2280, com controle de tração.

2659 Todos os parafusos da ASTM F3125/F3125M são produzidos com dois tipos de aço: o tipo 1, de aço carbono ou
2660 microligado, e o tipo 3, de aço resistente à corrosão atmosférica. Podem ser fornecidos sem acabamento ou com
2661 diversos tipos de acabamento, metálico e não metálico – ver Anexo A1 da ASTM F3125/F3125M para mais
2662 informações.

2663 Permite-se também o uso de parafusos comuns ISO 898-1 Classe 4.6 e parafusos de alta resistência ISO 4016
2664 Classe 8.8 e ISO 4016 Classe 10.9, desde que sejam atendidas todas as exigências apresentadas para os parafusos
2665 ASTM similares, com as devidas adaptações. São também previstas barras redondas rosqueadas, devendo as
2666 roscas atender aos requisitos da ASME B18.2.6 com tolerância classe 2A; as porcas das barras redondas
2667 rosqueadas devem ser do mesmo material da barra e devem ter dimensões conforme especificado na
2668 ASME B18.2.6 para porcas hexagonais.

2669 **6.3.1 Parafusos de alta resistência**

2670 Em ligações com parafusos de alta resistência devem ser atendidos os requisitos de 6.7.

2671 Permite-se aperto normal, exceto nas seguintes situações:

2672 e) casos citados em 6.1.11.1;

2673 f) parafusos ASTM F3125 grau A490 sujeitos à tração ou tração e cisalhamento;

2674 g) parafusos ASTM F3125 grau A325 sujeitos à tração ou tração e cisalhamento, quando o afrouxamento ou
2675 a fadiga devido à vibração ou flutuações de solicitação precisar ser considerado no projeto.

2676 Considera-se que o aperto normal pode ser obtido por alguns impactos de uma chave de impacto ou pelo esforço
2677 máximo de um operário usando uma chave normal, garantindo sempre firme contato entre as partes ligadas.
2678 Parafusos montados sem controle de protensão inicial devem ser claramente indicados nos desenhos de projeto,
2679 fabricação e montagem.

2680 Quando o aperto normal não for permitido, os parafusos devem ser montados de forma a desenvolver uma força
2681 de protensão mínima, obtida conforme 6.7.4.1.



2682 **6.3.2 Áreas de cálculo**

2683 **6.3.2.1 Área efetiva para pressão de contato**

2684 A área efetiva para pressão de contato do parafuso é igual ao diâmetro do parafuso multiplicado pela espessura
2685 da chapa considerada. Parafusos com cabeça escareada não são previstos nesta Norma.

2686 **6.3.2.2 Área efetiva do parafuso ou barra redonda rosqueada, para tração**

2687 A área resistente ou área efetiva de um parafuso ou de uma barra redonda rosqueada (A_{be}), para tração, é um
2688 valor compreendido entre a área bruta e a área da raiz da rosca. Nesta Norma essa área é considerada igual a
2689 $0,75A_b$, sendo A_b a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou no diâmetro externo da rosca da barra redonda
2690 rosqueada, d_b . Logo:

2691
$$A_{be} = 0,75 A_b$$

2692 com

2693
$$A_b = 0,25 \pi d_b^2$$

2694 **6.3.3 Força resistente de cálculo**

2695 **6.3.3.1 Tração**

2696 A força de tração resistente de cálculo de um parafuso tracionado ou de uma barra redonda rosqueada tracionada
2697 é dada por (ver também 6.3.5):

2698
$$F_{t,Rd} = \frac{A_{be} f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

2699 onde:

2700 f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração, especificada no
2701 Anexo A;

2702 A_{be} é a área efetiva, definida em 6.3.2.2.

2703 No caso de barras redondas rosqueadas, a força resistente de cálculo não deve ser superior a $A_b f_y / \gamma_{a1}$.

2704 **6.3.3.2 Cisalhamento**

2705 A força de cisalhamento resistente de cálculo de um parafuso ou barra redonda rosqueada é, por plano de corte,
2706 igual a (deve ser atendido também o exposto em 6.3.3.3):

2707 h) para parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte passa pela rosca
2708 e para parafusos comuns em qualquer situação

2709

$$F_{v,Rd} = \frac{0,45 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

2710

2711

- i) para parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte não passa pela rosca

2712

$$F_{v,Rd} = \frac{0,56 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

2713

onde A_b é a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada, d_b , dada em 6.3.2.2.

2714

6.3.3.3 Pressão de contato em furos

2715

2716

2717

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):

2718

2719

- j) no caso de furos-padrão, furos alargados, furos pouco alongados em qualquer direção e furos muito alongados na direção da força:

2720

- quando a deformação no furo para forças de serviço for uma limitação de projeto

2721

$$F_{c,Rd} = \frac{1,2 B_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq 2,4 d_b t f_u / \gamma_{a2}$$

2722

- quando a deformação no furo para forças de serviço não for uma limitação de projeto

2723

$$F_{c,Rd} = \frac{1,5 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq 3,0 d_b t f_u / \gamma_{a2}$$

2724

- k) no caso de furos muito alongados na direção perpendicular à da força:

2725

$$F_{c,Rd} = \frac{1,0 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq 2,0 d_b t f_u / \gamma_{a2}$$

2726

onde:

2727

ℓ_f é a distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda livre;

2728

d_b é o diâmetro do parafuso;

2729

t é a espessura da parte ligada;

2730

f_u é a resistência à ruptura do aço da parede do furo.

2731

2732

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).

2733

A força resistente total é igual à soma das forças resistentes à pressão de contato calculadas para todos os furos.



2734 **6.3.3.4 Tração e cisalhamento combinados**

2735 Quando ocorrer a ação simultânea de tração e cisalhamento, deve ser atendida a seguinte equação de interação:

2736
$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1,0$$

2737 onde:

2738 $F_{t,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo por parafuso ou barra redonda rosqueada;

2739 $F_{v,Sd}$ é a força de cisalhamento solicitante de cálculo no plano considerado do parafuso ou barra redonda
2740 rosqueada;

2741 $F_{t,Rd}$ e $F_{v,Rd}$ são dados respectivamente em 6.3.3.1 e 6.3.3.2.

2742 Alternativamente ao uso da equação da interação, a força de tração solicitante de cálculo ($F_{t,Sd}$) por parafuso ou
2743 barra redonda rosqueada deve atender às exigências da Tabela 11. Nesse caso, adicionalmente, devem ser feitas
2744 verificações para as forças de tração e cisalhamento isoladas, conforme 6.3.3.1, 6.3.3.2 e 6.3.3.3.

2745

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 F3125/F3125M graus A325 e F1852	$F_{t,Sd} \leq f_{ub} A_b / \gamma_{a2} - 1,90 F_{v,Sd}$ ^{b)} $F_{t,Sd} \leq f_{ub} A_b / \gamma_{a2} - 1,50 F_{v,Sd}$ ^{c)}
Parafusos F3125/F3125M graus A490 e F2280	$F_{t,Sd} \leq f_{ub} A_b / \gamma_{a2} - 1,90 F_{v,Sd}$ ^{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:

$$F_{f,Rd} = \frac{1,13\mu C_e F_{Tb} n_s}{\gamma_e} \left(1 - \frac{F_{t,Sd}}{1,13F_{Tb}} \right)$$

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;

n_s é o número de planos de deslizamento;

γ_e é o coeficiente de ponderação da resistência, dado na Tabela 17:

Tabela 12 — Valores do coeficiente de ponderação da resistência γ_e

	Furos alargados e furos pouco alongados com alongamento paralelo à direção da força aplicada	Furos muito alongados com alongamento em qualquer direção
Combinações últimas normais, especiais ou de construção	1,20	1,40
Combinações últimas excepcionais	1,00	1,15

μ é o coeficiente médio de atrito, definido a seguir:

- 0,30 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);
- 0,50 para superfícies classe B, isto é, superfícies jateadas sem pintura;
- 0,20 para superfícies galvanizadas a quente;

C_e é um fator relacionado a chapas de enchimento, igual a 0,85 quando houver duas ou mais chapas entre as partes conectadas e igual a 1,0 nos demais casos.

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 High Strength Bolts”, do RCSC, “Research Council on Structural Connections”; outros valores de μ podem ser também estabelecidos com base em tais ensaios.

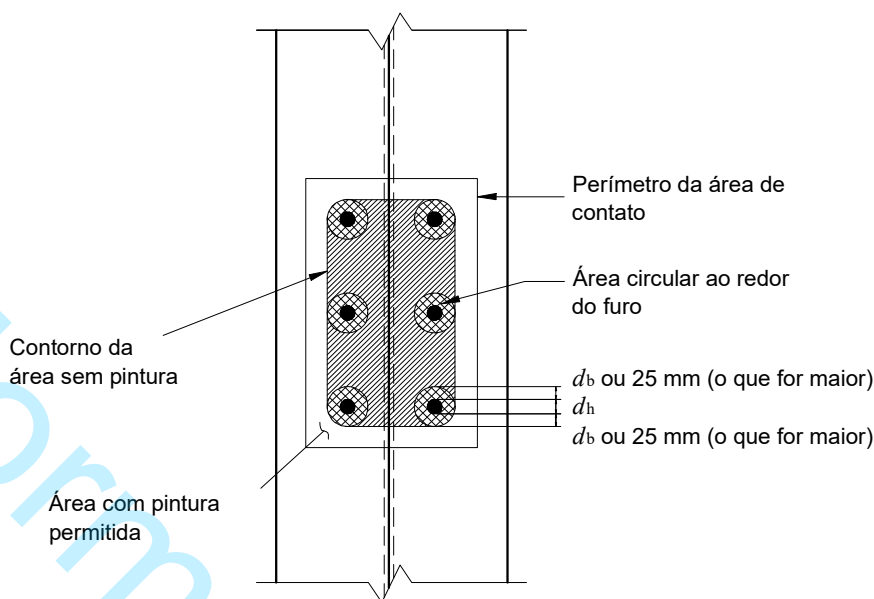


Figura 13 — Superfícies em contato sem pintura

Calços com espessura máxima de 6,3 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.

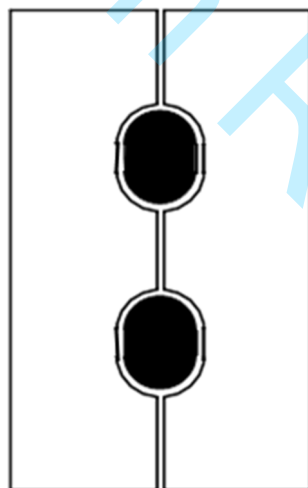


Figura 14 — Calços com furos alongados até uma borda

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, simplificada, tomada igual a 70% da força cortante solicitante de cálculo calculada para combinações últimas normais. O valor da força resistente nominal é dado por:



$$F_{f,Rk} = 0,80 \mu C_e F_{Tb} n_s \left(1 - \frac{F_{t,Sk}}{0,80 F_{Tb}} \right)$$

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, simplificada, tomada igual a 70% da força de tração solicitante de cálculo calculada para combinações últimas normais.

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 pelos deslocamentos e deformações das partes ligadas. Quaisquer métodos que atendam às exigências dadas em 6.1.1.3, levando-se em conta o efeito de alavanca, podem ser adotados. Os métodos apresentados em 6.3.5.3 (placa rígida) e 6.3.5.4 (placa flexível) atendem a essas exigências.

6.3.5.2 Os métodos apresentados em 6.3.5.3 e 6.3.5.4 têm por base as dimensões e parâmetros mostrados na Figura 15. Definem-se os seguintes parâmetros:

$$p_{ext} = \min(e_{ext}; 1,75b) + \min(0,5e_{int}; 1,75b)$$

$$p_{int} = \min(e_{int}; 3,5b)$$

$$\delta = 1 - \frac{d_f}{p}$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{se } \beta \geq 1,0 \\ \min \left[1,0; \frac{1}{\delta} \left(\frac{\beta}{1 - \beta} \right) \right] & \text{se } 0 < \beta < 1,0 \end{cases}$$

$$\beta = \left(\frac{a + 0,5d_b}{b - 0,5d_b} \right) \left(\frac{F_{t,Rd}}{F_{t,0,Sd}} - 1 \right) - \text{ver alínea d)}$$

onde:

a) p_{ext} e p_{int} são as larguras tributárias dos parafusos externos e internos, respectivamente, d_b é o diâmetro nominal do parafuso ou da barra rosqueada e d_f é a dimensão do furo na direção da largura tributária; as demais dimensões estão definidas na Figura 15;

b) para efeito de cálculo, a dimensão a não pode ser tomada maior que $1,25b$;

c) $F_{t,Rd}$ é a força resistente de cálculo de um parafuso à tração ou à combinação de tração e cisalhamento e $F_{t,0,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo em um parafuso, obtida na análise da ligação, sem a consideração do efeito alavanca;

d) o parâmetro β não pode ser menor que zero; caso isso ocorra, o parafuso deve ser alterado.

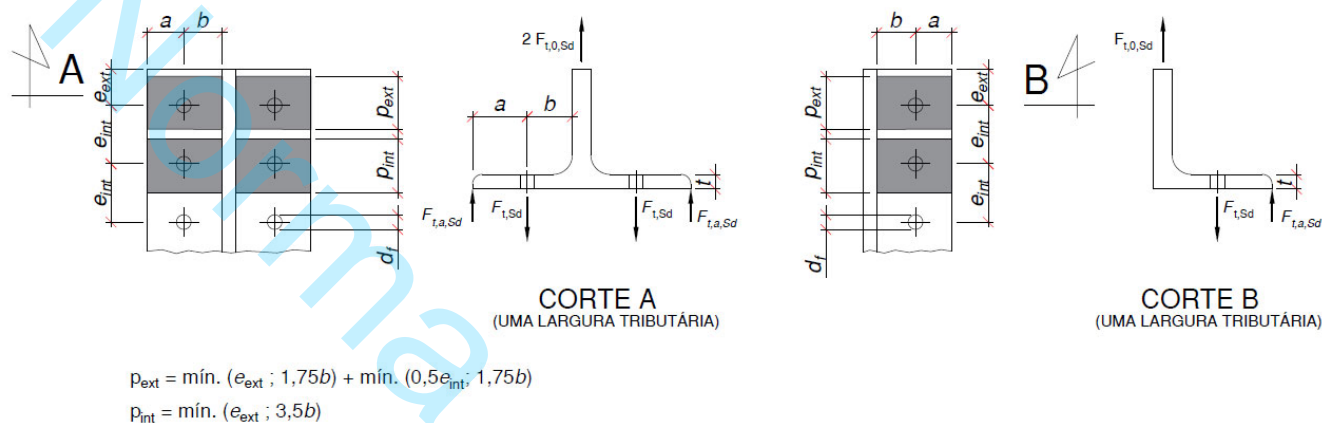


Figura 15 – Efeito alavanca

6.3.5.3 Placa rígida

Para que uma placa seja considerada rígida, ou seja, o efeito alavanca seja considerado nulo, sua espessura deve ser obtida pela seguinte expressão:

$$t \geq \sqrt{\frac{4(b - 0,5d_b)F_{t,0,Sd}\gamma_{a1}}{pf_u}}$$

onde t é a espessura da placa, f_u é a resistência à ruptura do aço da placa à tração e p é a largura tributária do parafuso em questão, ou seja, p_{ext} ou p_{int} .

6.3.5.4 Placa flexível

A espessura da placa flexível, para que o conjunto placa e parafusos seja considerado adequado para resistir à força de tração solicitante de cálculo, deve ser calculada pela seguinte expressão, que contempla, implicitamente, o efeito alavanca:

$$t \geq \sqrt{\frac{4(b - 0,5d_b)F_{t,0,Sd}\gamma_{a1}}{pf_u(1 + \delta\alpha)}}$$

2840

Tabela 13 — Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas

Diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada d_b (mm)	Diâmetro do furo-padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões do furo pouco alongado	Dimensões do furo muito alongado
16	18	20	18 x 22	18 x 40
20	22	24	22 x 26	22 x 50
22	24	28	24 x 30	24 x 55
24	27	30	27 x 32	27 x 60
27	30	35	30 x 37	30 x 67
30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ 36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 2,5 d$

2841

Tabela 14 — 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 8mm e com furos-padrão, devem ser usadas sobre furos muito alongados em chapas externas. Tais arruelas ou barras devem ter dimensões suficientes para cobrir totalmente os furos alongados após a instalação dos parafusos. Quando for necessário usar arruelas endurecidas (ver 6.7.4.2 e ^{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 grau 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.

2842 6.3.6 Pega longa

2843 Exceto nos casos dos parafusos de alta resistência montados com protensão inicial, quando o comprimento de
2844 pega excede $5 d_b$, a força de cisalhamento resistente de cálculo dos parafusos ou barras redondas rosqueadas deve
2845 ser reduzida em 1% para cada 1,5 mm adicionais de pega (d_b é o diâmetro do parafuso ou barra redonda
2846 rosqueada).

2847 6.3.7 Ligações de grande comprimento

2848 Em ligações por contato usadas em emendas de barras tracionadas, com comprimento superior a 950 mm na
2849 direção da força externa, a força de cisalhamento solicitante de cálculo e a força solicitante de cálculo à pressão
2850 de contato na parede de um furo nos parafusos, respectivamente $F_{v,SD}$ e $F_{c,SD}$, devem ser multiplicadas por 1,20
2851 para levar em conta a distribuição não-uniforme da força externa pelos parafusos.

2852 6.3.8 Espaçamento mínimo entre furos

2853 A distância entre centros de furos-padrão, alargados ou alongados, não pode ser inferior a $2,7 d_b$, de preferência
2854 $3 d_b$, sendo d_b o diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada. Além desse requisito, a distância livre entre
2855 as bordas de dois furos consecutivos não pode ser inferior a d_b .

2856 6.3.9 Espaçamento máximo entre parafusos

2857 O espaçamento máximo entre parafusos que ligam uma chapa a um perfil ou a outra chapa, em contato contínuo,
2858 deve ser determinado como a seguir:

- 2859 l) em elementos pintados ou não sujeitos à corrosão, o espaçamento não pode exceder 24 vezes a espessura
2860 da parte ligada menos espessa, nem 300 mm;
- 2861 m) em elementos sujeitos à corrosão atmosférica, executados com aços resistentes à corrosão, não pintados,
2862 o espaçamento não pode exceder 14 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 180 mm.

2863 6.3.11 Distância mínima de um furo às bordas

2864 6.3.11.1 Furos-padrão

2865 A distância do centro de um furo-padrão a qualquer borda de uma parte ligada não pode ser inferior a aos
2866 valores dados na Tabela 15.

2867 6.3.11.2 Furos alargados ou alongados

2868 A distância do centro de um furo alargado ou alongado a qualquer borda de uma parte ligada não pode ser
2869 inferior ao valor indicado para furos-padrão acrescido do valor C_a dado na Tabela 16.

2870
2871
2872
2873
2874

Tabela 15 — Distância mínima do centro de um furo-padrão à borda

Diâmetro d_b		Distância mínima mm
pol	mm	
1/2		19
5/8	16	22
3/4		25
	20	26
7/8	22	28
	24	30
1		32
	27	34
1 1/8		38
	30	38
1 1/4		41
> 1 1/4		$1,25d_b$

- São permitidas distâncias inferiores às desta Tabela, desde que a equação aplicável de 6.3.3.3 seja satisfeita.
- Para furos alargados e alongados, veja Tabela 16.

Tabela 16 — Valores do incremento à distância mínima da borda

Diâmetro d_b		Furos alargados	Furos alongados		
			Eixo maior perpendicular à borda		Eixo maior paralelo à borda
pol	mm		Pouco alongados	Muito alongados	
$\leq 7/8$	≤ 22	2	3	$0,75d_b$	0
	24	3	3		
1		3	3		
	≥ 27	3	5		
$\geq 1\ 1/8$		3	5		
Quando a dimensão do alongamento for inferior ao valor máximo dado na Tabela 12, o valor do incremento pode ser reduzido proporcionalmente.					

6.3.10 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.



2883 **6.4 Pinos**

2884 **6.4.1 Generalidades**

2885 Os momentos fletores em um pino devem ser calculados admitindo-se que as tensões de contato entre o pino e
2886 as partes conectadas sejam uniformemente distribuídas ao longo da espessura de cada parte.

2887 **6.4.2 Esforços e tensão resistente de cálculo**

2888 **6.4.2.1 Momento fletor resistente de cálculo**

2889 O momento fletor resistente de cálculo do pino é dado por:

2890
$$M_{Rd} = \frac{1,2 W f_y}{\gamma_{a1}}$$

2891 onde W é o módulo de resistência elástico da seção do pino e f_y é a resistência ao escoamento do material do
2892 pino.

2893
2894 **6.4.2.2 Força cortante resistente de cálculo**

2895 A força cortante resistente de cálculo do pino é dada por:

2896
$$F_{v,Rd} = \frac{0,60 A_w f_y}{\gamma_{a1}}$$

2897 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.

2898 **6.4.2.3 Força normal resistente de cálculo ao esmagamento**

2899 A força normal resistente de cálculo do pino ao esmagamento é dada por:

2900
$$F_{Rd} = \frac{1,5 * t * d * f_y}{\gamma_{a1}}$$

2901 onde f_y é o menor valor da resistência ao escoamento associado ao material do pino e da chapa de ligação (t é a
2902 espessura da chapa e d o diâmetro do pino)

2903 A força normal solicitante de cálculo a ser considerada é a máxima força de contato de cálculo, para distribuição
2904 uniforme ou não.

2905 **6.4.2.4 Interação de momento fletor e esforço cortante**

2906 Para avaliação estrutural dos pinos, deve ser atendida também a interação entre momento fletor e esforço cortante,
2907 a partir da seguinte equação de interação: $(M_{Sd} / M_{Rd})/2 + (V_{Sd} / V_{Rd})/2 \leq 1$, onde M_{Sd} é o momento fletor
2908 solicitante resultante, atuante na seção transversal do pino.



2909 **6.5 Elementos de ligação**

2910 **6.5.1 Generalidades**

2911 Esta subseção é aplicável ao dimensionamento de elementos de ligação, tais como: enrijecedores, chapas de
2912 ligação, cantoneiras, consolos e todas as partes das peças ligadas, afetadas localmente pela ligação.

2913 **6.5.2 Ligações excêntricas**

2914 Os eixos que passam pelos centros geométricos das seções transversais de barras axialmente solicitadas que
2915 formam um nó devem, de preferência, se interceptar num ponto comum. Caso contrário, deve ser levada em conta
2916 a excentricidade na ligação.

2917 **6.5.3 Elementos tracionados**

2918 A força de tração resistente de cálculo de elementos de ligação tracionados deve ser o menor valor obtido,
2919 conforme segue:

2920 n) para o estado-limite último de escoamento:

2921
$$F_{Rd} = \frac{f_y A_g}{\gamma_{a1}}$$

2922 o) para o estado-limite último de ruptura:

2923
$$F_{Rd} = \frac{f_u A_e}{\gamma_{a2}}$$

2924 onde A_e é a área líquida efetiva definida em 5.2.3, sendo que para chapas de emendas parafusadas:

2925
$$A_e = A_n \leq 0,85 A_g$$

2926 **6.5.4 Elementos comprimidos**

2927 A força de compressão resistente de cálculo de elementos de ligação comprimidos deve ser o menor valor obtido,
2928 conforme segue:

2929 p) para o estado-limite último de escoamento, aplicável quando $Le/r \leq 25$

2930
$$F_{Rd} = \frac{f_y A_g}{\gamma_{a1}}$$

2931 q) para o estado-limite último de instabilidade, aplicável quando $Le/r > 25$, devem ser usadas as prescrições
2932 de 5.3.

2933 onde Le é o comprimento destravado do elemento comprimido, obtido por meio de análise de estabilidade
2934 elástica

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:

r) para o estado-limite último de escoamento

$$F_{Rd} = \frac{0,60 f_y A_g}{\gamma_{a1}}$$

s) 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:

$$F_{r,Rd} = \frac{1}{\gamma_{a2}} (0,60 f_u A_{nv} + C_{ts} f_u A_{nt}) \leq \frac{1}{\gamma_{a2}} (0,60 f_y A_{gv} + C_{ts} f_u A_{nt})$$

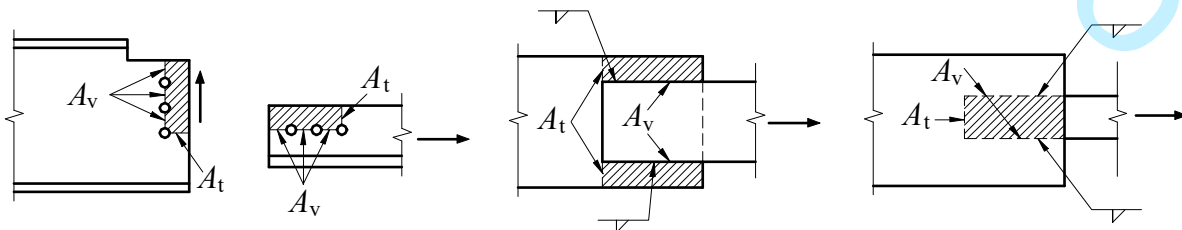
onde:

A_{gv} é a área bruta sujeita a cisalhamento;

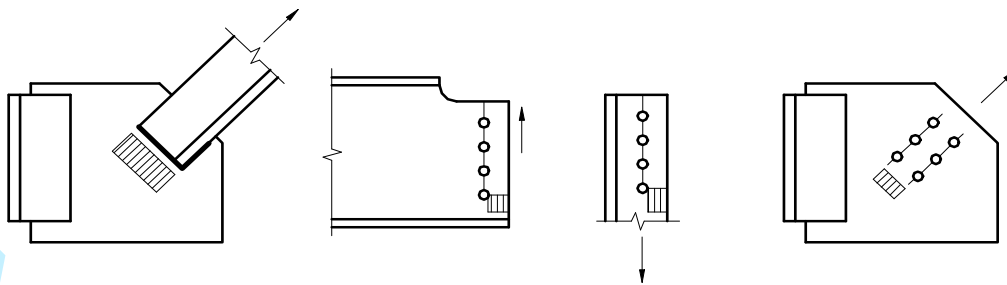
A_{nv} é a área líquida sujeita a cisalhamento;

A_{nt} é a área líquida sujeita à tração;

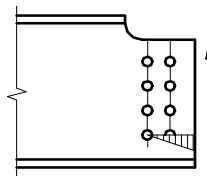
C_{ts} é igual a 1,0 quando a tensão de tração na área líquida for uniforme, e igual a 0,5 quando for não-uniforme (as Figuras 18-b e 18-c ilustram situações típicas, respectivamente, para $C_{ts} = 1,0$ e $C_{ts} = 0,5$).



(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 15 — 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).

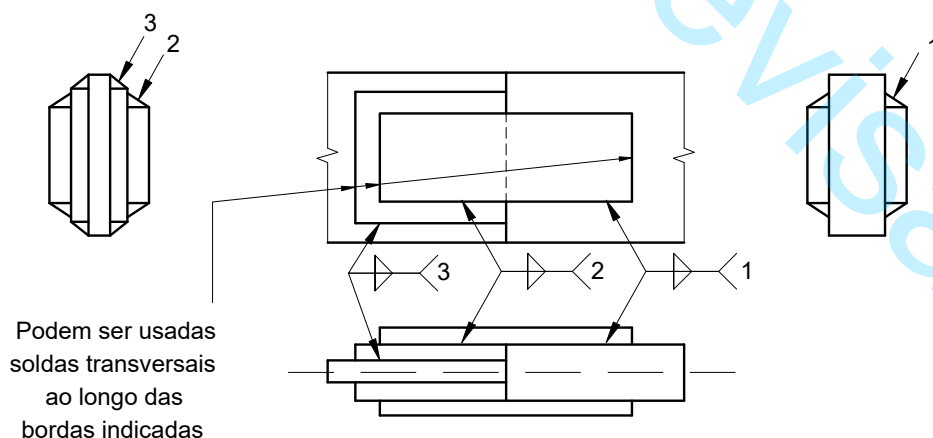


Figura 16 — Chapa de enchimento com espessura igual ou superior a 6 mm

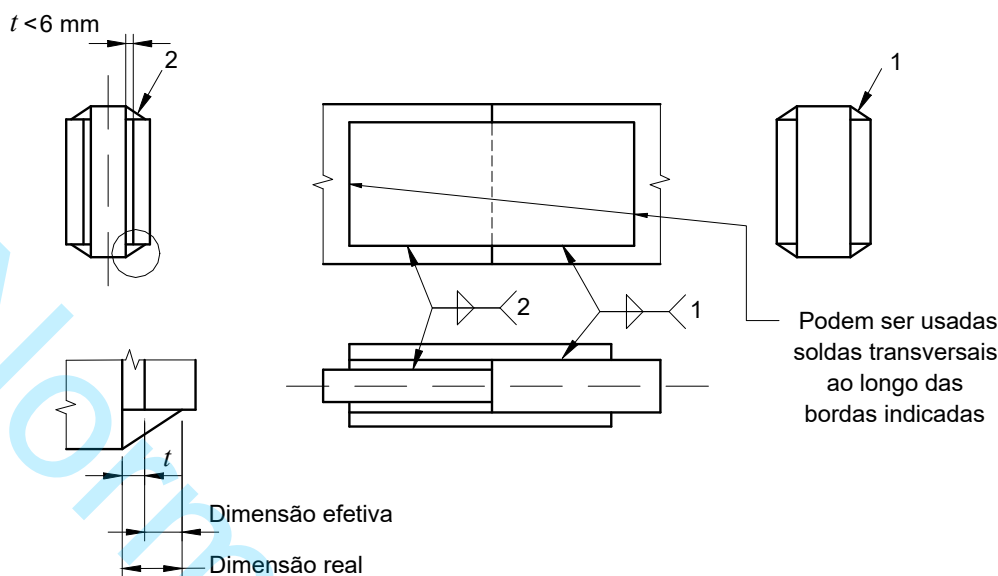


Figura 17 — Chapa de enchimento com espessura inferior a 6 mm

6.5.7.2 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:

- t) 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;
- u) 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);
- v) 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).

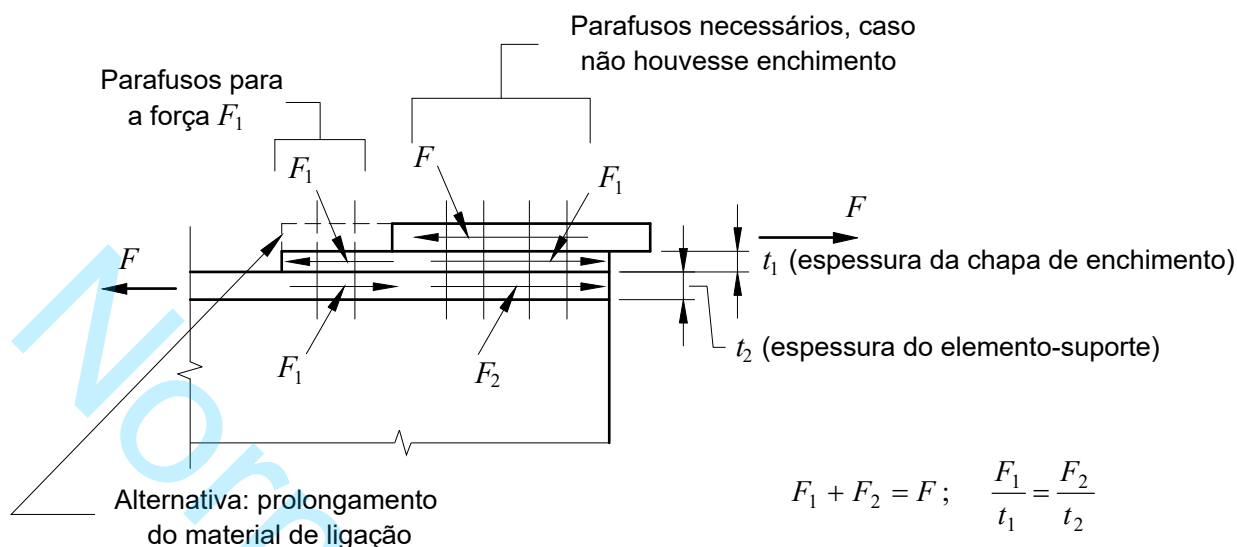


Figura 18 — Chapa de enchimento em ligações parafusadas

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.

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:



w) se $d \leq 635 \text{ mm}$: $F_{c,Rd} = \frac{1}{\gamma_{a2}} \frac{1,2(f_y - \sigma)Bd}{20}$

x) se $d > 635 \text{ mm}$: $F_{c,Rd} = \frac{1}{\gamma_{a2}} \frac{6,0(f_y - \sigma)B\sqrt{d d_{aux}}}{20}$

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);

d 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:

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

onde:

A_1 é a área carregada sob a placa de apoio;

A_2 é a área da superfície de concreto.

- b) quando os contornos não forem homotéticos, o valor $\sigma_{c,Rd}$ pode ser determinado pela expressão anterior, porém a área A_2 deve ser calculada conforme indicado na Figura 22.

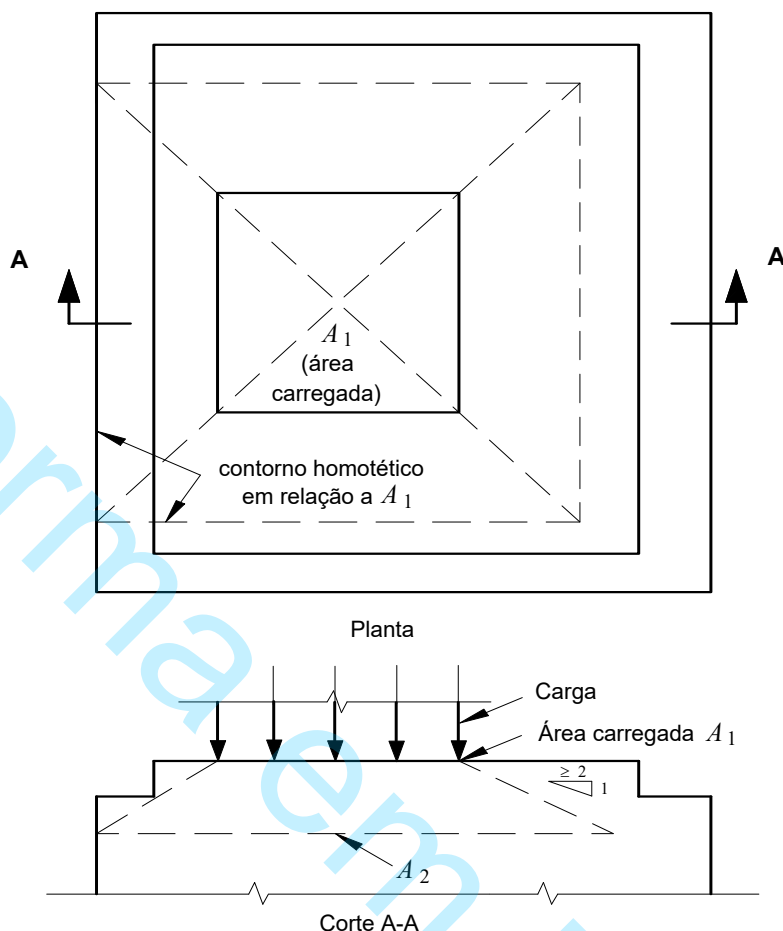


Figura 20 — Pressão de contato sobre apoios de concreto

6.7 Bases de Pilares

6.7.1 Considerações gerais

Esta seção trata da ligação de pilares de perfil I ou H de aço e a fundação de concreto armado, submetida a ações estáticas. São previstos apenas os tipos de base apresentados na Figura 1. Outros tipos, configurações e métodos de cálculo podem ser adotados, desde que atendam às exigências de 6.1.1.3. O método apresentado nesta seção atende a essas exigências.

6.7.1.1 A ligação é constituída de uma placa de base retangular soldada ao perfil de aço do pilar e fixada no bloco de fundação por meio de barras redondas rosqueadas (ancoragens), conforme mostrado na Figura 23. Para facilitar a montagem e o nivelamento, deve-se colocar argamassa expansiva de assentamento entre a face inferior da placa de base e a superfície do concreto. Os elementos componentes da ligação devem ser dimensionados de forma que seus esforços resistentes de cálculo aos estados-limites últimos aplicáveis sejam iguais ou superiores aos esforços solicitantes de cálculo, determinados pela análise da estrutura, sujeita às combinações de cálculo das ações, conforme 4.7.7.

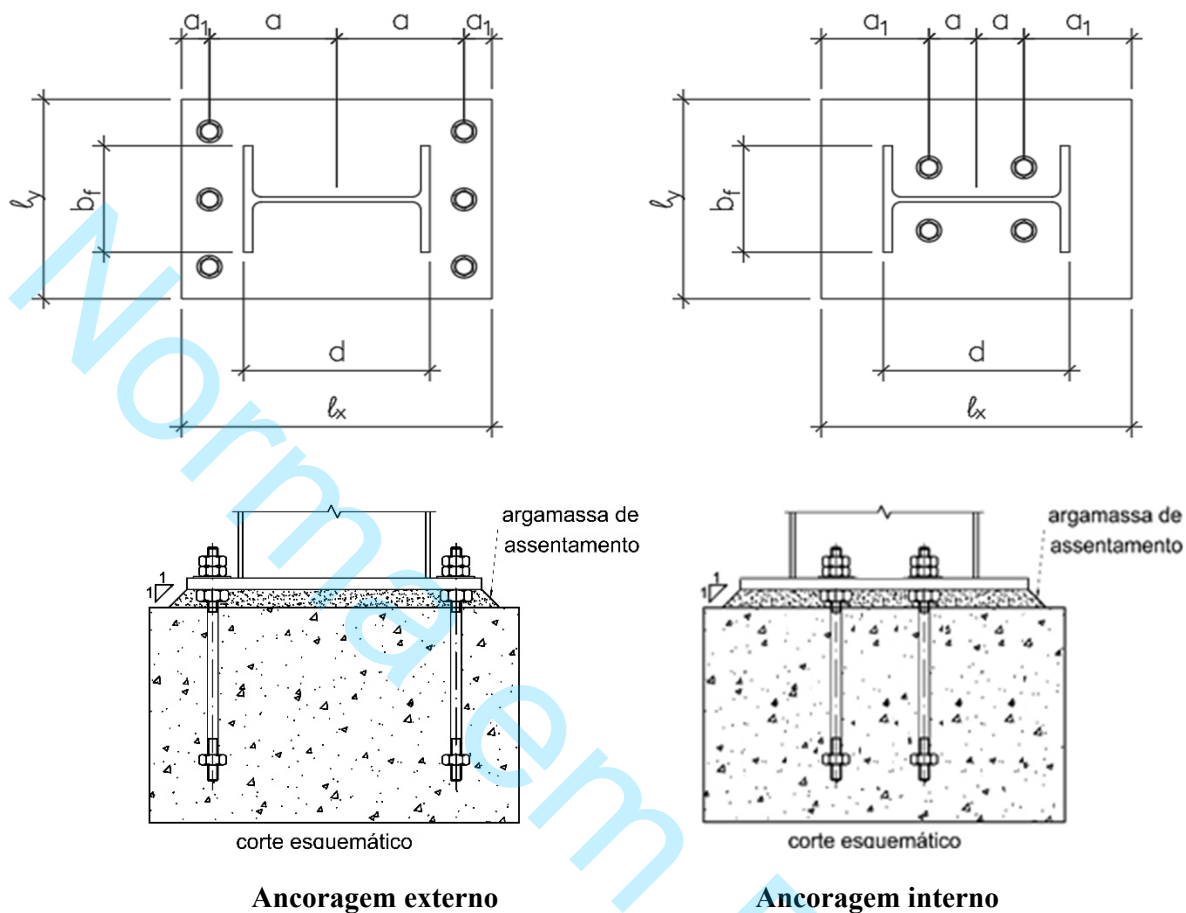


Figura 21 – Tipos de bases de pilares

6.7.1.2 De maneira geral, a ligação está sujeita a força axial, de compressão ou tração, a momento fletor (são previstos apenas os casos de momento fletor atuante em torno do eixo de maior inércia do perfil) e força cortante, que podem induzir os seguintes estados-limites últimos: formação de charneira plástica na placa de base, ruptura por tração da ancoragem, arrancamento do ancoragem, esmagamento do concreto ou da argamassa expansiva de assentamento na região de contato com a placa de base e deslizamento da ligação. Considera-se que a solda de ligação do pilar à placa de base tenha sido devidamente dimensionada conforme os critérios desta Norma.

6.7.1.3 Simplificadamente, o comportamento e a distribuição de esforços na ligação podem ser considerados conforme se apresenta na Figura 22, se a força axial for de compressão, e na Figura 23, se for de tração. Na Figura 22, o caso C1 corresponde à situação em que não há momento fletor aplicado e a pressão de contato distribui-se uniformemente sob a placa de base; o caso C2, à situação de pequena excentricidade, onde o equilíbrio é possível sem a introdução de forças de tração nas ancoragens; o caso C3, à situação de grande excentricidade, onde é necessário considerar forças de tração nas ancoragens, para se manter o equilíbrio. Na Figura 22, o caso T1 corresponde à situação em que não há momento fletor aplicado e a força axial de tração distribui-se uniformemente entre as ancoragens; o caso T2, à situação de pequena excentricidade, onde o equilíbrio é possível sem que haja pressão de contato do concreto sob a placa de base; o caso T3, à situação de grande excentricidade, onde é necessário considerar a existência de pressão de contato, para se manter o equilíbrio. Para a base tipo 1, são previstos todos os casos apresentados; para a base tipo 2, apenas os casos C1, C2, T1 e T2.

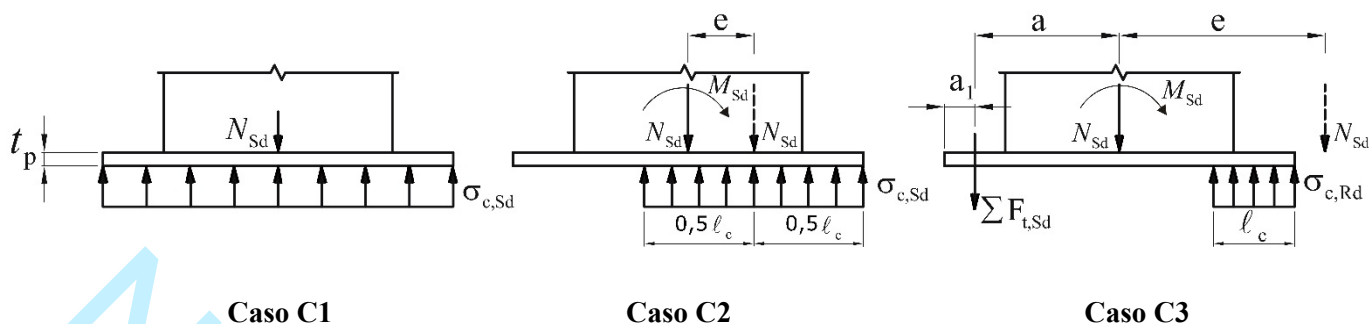


Figura 22 – Força axial de compressão

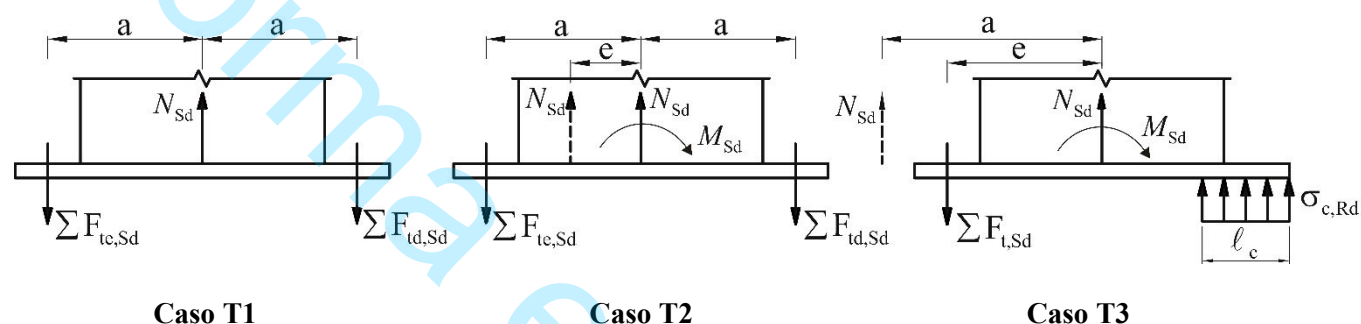


Figura 23 – Força axial de tração

6.7.1.4 Considera-se que os estados-limites mencionados em 1.1.3 não serão excedidos se:

- $t_p \geq t_{p, \min}$, onde t_p é a espessura da placa de base e $t_{p, \min}$ deve ser obtido de 1.2;
- nos casos onde ocorre tração nas ancoragens (casos C3 e T1 a T3), $d_b \geq d_{b, \min}$, onde d_b é o diâmetro externo de uma ancoragem e $d_{b, \min}$ deve ser obtido de 1.2;
- as ancoragens forem constituídos de barras redondas rosqueadas de aço ASTM A36 ou equivalente com resistência ao escoamento f_y igual a 250 MPa, resistência à ruptura f_u igual a 400 MPa e, juntamente com a placa de base, forem projetados conforme as exigências e disposições construtivas dadas na Tabela 1;
- a resistência característica à compressão da argamassa expansiva de assentamento for pelo menos 50% superior à do concreto do bloco de fundação e, nos casos onde ocorre pressão de contato do concreto sob a placa de base, $\sigma_{c, Sd} \leq \sigma_{c, Rd}$, onde $\sigma_{c, Sd}$ é a tensão de compressão solicitante de cálculo e $\sigma_{c, Rd}$ a tensão de compressão resistente de cálculo obtida de 6.6.5;
- $V_{Sd} \leq V_{Rd}$, onde V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo e V_{Rd} a força cortante resistente de cálculo na face superior da placa de base obtida de 1.2.



6.7.1 Dimensionamento da ligação

6.7.1.1 Devem ser calculadas as seguintes grandezas:

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}}$$

$$\ell_x = h + 4a_1$$

$$\ell_y \geq \begin{cases} (0,5n_b - 1)a_2 + 2a_1 \\ b + 25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$m = \frac{\ell_x - 0,95d}{2}$$

$$n = \frac{\ell_y - 0,80b_f}{2}$$

$$n_0 = \frac{\sqrt{db_f}}{4}$$

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{N_{Sd}}{\ell_x \ell_y \sigma_{c,Rd}}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1,0$$

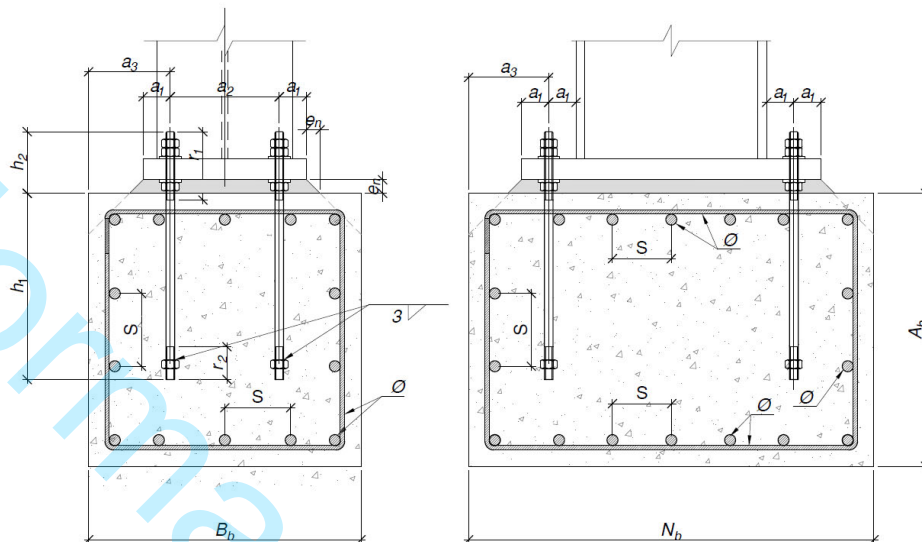
$$p = \sqrt{B_c(2m - B_c)}$$

onde l_c é o comprimento do trecho da placa sujeito à pressão de contato do concreto, calculado por expressões dadas 1.2.2, n_b é o número de chumbadores da ligação ($4 \leq n_b \leq 8$), a é a distância da linha de chumbadores ao eixo da placa, $\sigma_{c,Rd}$ deve ser obtido de 6.6.5, considerando-se A_2/A_1 igual a 4. As demais grandezas estão definidas nas Figuras 1.1 a 1.3 e na Tabela 17.

Tabela 17 – Disposições Construtivas

Grupos de barras													Dados de projeto			
d_b^a		a_1	a_2	a_3	h_1	h_2	r_1	r_2	d_f	Arruelas especiais ^{a,c,d}		e_n	$f_{ck,min}^b$	$N_{b,min}^c$	S	ϕ
pol	m	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	Espessura mm	Dimensões mm x mm	m	MPa	mm	mm	mm
3/4	19	40	80	120	450	150	175	50	33	6,3	50 x 50	40	20	900	100	10
7/8	22	45	90	140	465	200	225	50	40	6,3	65 x 65	50	20	900	100	10
4#	58#	83#	433#	493#	798#	533#	558#	83#	78#	8#	88#	93#	53#	<33#	458#	45,8#
4#	65#	98#	463#	4<3#	858#	558#	583#	93#	83#	<8#	88#	93#	53#	4433#	458#	45,8#

4#25#	6;#	;3#	493#	563#	943#	583#	5:8#	:3#	93#	<8#	<3#	#33#	:3#	58#	4633#	483#	49#
4#27#	77#	<3#	4;3#	5:3#	:33#	633#	658#	:3#	:3#	45/8#	433#	#33#	;3#	58#	4933#	483#	49#
5#	83#	433#	533#	633#	;83#	683#	6:8#	433#	;3#	49#	458#	#58#	<3#	63#	4;33#	483#	49#



#

- ^a As disposições construtivas são válidas somente para chumbadores em aço ASTM A36, arruelas especiais de aço com $f_y = 345$ MPa e para um número mínimo de quatro e um número máximo de oito chumbadores;
- ^b $f_{ck, min.}$ é o menor valor de f_{ck} para não ocorrer esmagamento do concreto na região da porca de ancoragem dos chumbadores.
- ^c O diâmetro do furo das arruelas especiais deve ser igual a $d_b + 1,5$ mm.
- ^d As arruelas especiais não precisam ser soldadas à placa de base, exceto quando necessário para transmitir a força cortante aos chumbadores (ver 1.2.3).
- ^e O bloco deve ser devidamente dimensionado conforme os critérios da ABNT NBR 6118, porém respeitando-se as seguintes dimensões mínimas:
 $N_b = \text{maior valor entre } N_{b, min.}, B_x + 2e_n \text{ e } B_x + 2(a_3 - a_1)$
 $B_b = \text{maior valor entre } B_y + 2e_n \text{ e } B_y + 2(a_3 - a_1)$
 $A_b = \text{maior valor entre } h_1 + 100\text{mm e } N_b$
- ^f A armadura do bloco deverá ser devidamente dimensionada conforme os critérios da ABNT NBR 6118, porém respeitando-se os valores mínimos apresentados nesta tabela.

3104

3105 **6.7.1.2** Os valores de $t_{p, min}$, $d_{b, min}$ e V_{Rd} devem ser calculados por meio das seguintes expressões:

3106 a) Para o caso C1, ou seja, $e = 0$:

3107
$$t_{p, min} = B_{max} \sqrt{\frac{2\sigma_{c, Sd}}{(f_y / \gamma_{a1})}}$$

3108
$$V_{Rd} = \mu \sigma_{c, Sd} B_x B_y \leq 0,2 f_{ck} B_x B_y$$

3109 onde



3110 f_y e f_{ck} são a resistência ao escoamento da placa de base e a resistência característica à compressão do concreto
3111 da base;

3112 B_{\max} deve ser tomado como o maior valor entre m , n e λn_0 ;

3113
$$\sigma_{c,Sd} = \frac{N_{Sd}}{B_x B_y}$$

3114 μ é o coeficiente de atrito entre a placa de base e a fundação, podendo ser tomado igual a 0,55.

3115 b) Para o caso C2, ou seja, $0 < e \leq \frac{1}{2} \left(B_x - \frac{N_{Sd}}{\sigma_{c,Rd} B_y} \right)$:

3116
$$t_{p, \min} = B_{\max} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Sd}}{(f_y / \gamma_{a1})}}$$

3117
$$V_{Rd} = \mu \sigma_{c,Sd} B_c B_y \leq 0,2 f_{ck} B_x B_y$$

3118 onde

3119 B_{\max} deve ser tomado igual a: $\begin{cases} \text{se } \ell_c \geq m, \text{ o maior valor entre } m, n \text{ e } \lambda n_0 \\ \text{se } \ell_c < m, \text{ o maior valor entre } p \text{ e } n \end{cases}$

3120
$$B_c = B_x - 2e$$

3121
$$\sigma_{c,Sd} = \frac{N_{Sd}}{B_c B_y}$$

3122 c) Para o caso C3, ou seja, $e > \frac{1}{2} \left(\ell_x - \frac{N_{Sd}}{\sigma_{c,Rd} \ell_y} \right)$:

3123 $t_{p,\min}$ deve ser tomado como o maior valor entre $t_{p,\min 1}$ e $t_{p,\min 2}$;

3124
$$d \sqrt{\frac{4F_{t,Sd}}{\pi(0,75f_{ub}/\gamma_{a2})}}_{b,\min}$$

3125
$$V_{Rd} = \mu \sigma_{c,Rd} B_c B_y \leq 0,2 f_{ck} B_x B_y$$

3126 onde

3127
$$t_{p, \min 1} = B_{\max} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Rd}}{(f_y / \gamma_{a1})}}$$



3128

$$t_{p,min2} = \sqrt{\frac{2n_b F_{t,Sd}(m - a_1)}{\ell_y (f_y / \gamma_{a1})}}$$

3129

f_{ub} é a resistência à ruptura do aço do chumbador;

3130

B_{max} deve ser tomado igual a: $\begin{cases} \text{se } \ell_c \geq m, \text{ o maior valor entre } m, n \text{ e } \ell_{n0} \\ \text{se } \ell_c < m, \text{ o maior valor entre } p \text{ e } n \end{cases}$

3131

$$\ell_c = \left(\frac{\ell_x}{2} + a\right) - \sqrt{\left(\frac{\ell_x}{2} + a\right)^2 - \frac{2N_{Sd}(e+a)}{\sigma_{c,Rd}\ell_y}}, \text{ se } \left(\frac{\ell_x}{2} + a\right)^2 \geq \frac{2N_{Sd}(e+a)}{\sigma_{c,Rd}\ell_y};$$

3132

caso contrário, deve-se alterar a ligação;

3133

$$F_{t,Sd} = \frac{2(\sigma_{c,Rd}\ell_c\ell_y - N_{Sd})}{n_b}$$

3134

3135

d) Para o caso T1, ou seja, $e = 0$:

3136

$$t_{p,min2} = \sqrt{\frac{2n_b F_{t,Sd}(m - a_1)}{\ell_y (f_y / \gamma_{a1})}}$$

3137

$$d \sqrt{\frac{4F_{t,Sd}}{\pi(0,75f_{ub}/\gamma_{a2})}}_{b,min}$$

3138

onde

3139

$$F_{t,Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_b}$$

3140

Para a determinação de V_{Rd} , ver 1.2.3.

3141

e) Para o caso T2, ou seja, $0 < e \leq a$:

3142

$t_{p,min}$ e $d_{b,min}$ devem ser calculados conforme a alínea d), porém com:

3143

$$F_{t,Sd} = F_{te,Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_b} + \frac{M_{Sd}}{an_b}$$

3144

Para a determinação de V_{Rd} , ver 1.2.3.

3145

f) Caso T3, ou seja, $e > a$:

3146

$t_{p,min}$ deve ser tomado como o maior valor entre $t_{p,min1}$ e $t_{p,min2}$

$$d \sqrt{\frac{4F_{t,Sd}}{\pi(0,75f_{ub}/\gamma_{a2})}}_{b,min}$$

$$V_{Rd} = \mu\sigma_{c,Rd}\ell_c\ell_y \leq 0,2f_{ck}\ell_x\ell_y$$

onde

$$t_{p,min1} = \ell \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Rd}}{(f_y/\gamma_{a1})}}_{max}$$

$$t_{p,min2} = \sqrt{\frac{2n_b F_{t,Sd}(m - a_1)}{\ell_y(f_y/\gamma_{a1})}}$$

B_{max} deve ser tomado igual a: $\begin{cases} \text{se } B_c \geq m, \text{ o maior valor entre } m \text{ e } n \\ \text{se } B_c < m, \text{ o maior valor entre } p \text{ e } n \end{cases}$

$$\ell_c = \left(\frac{\ell_x}{2} + a\right) - \sqrt{\left(\frac{\ell_x}{2} + a\right)^2 - \frac{2N_{Sd}(e-a)}{\sigma_{c,Rd}\ell_y}}, \text{ se } \left(\frac{\ell_x}{2} + a\right)^2 \geq \frac{2N_{Sd}(e-a)}{\sigma_{c,Rd}\ell_y};$$

caso contrário, deve-se alterar a ligação;

$$F_{t,Sd} = \frac{2(\sigma_{c,Rd}\ell_x\ell_y + N_{Sd})}{n_b}$$

6.7.1.3 Para os casos T1 e T2 e nas demais situações previstas em 1.2.2 em que V_{Sd} supera V_{Rd} , torna-se necessária a colocação de dispositivos especiais para a transmissão da força cortante solicitante de cálculo à fundação, tais como placa de cisalhamento (ver 1.2.4) ou arruelas especiais com furos-padrão soldadas à placa de base (ver Tabela 1.1 e 1.2.5), dentre outros. Nesses casos, a determinação da força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , deve ser feita de acordo com o dispositivo empregado – ver 1.2.4 e 1.2.5.

6.7.1.4 A determinação da força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , referente à placa de cisalhamento (Figura 24) deve ser feita de acordo com a seguinte expressão:

$$V_{Rd} = \sigma_{c,Rd}(b_v - e_n)b_h$$

onde b_v e b_h estão definidas na Figura 26.

A espessura da placa de cisalhamento, t_{pv} , deve ser maior ou igual a $t_{pv,min}$, dada por:

$$t_{pv,min} = \sqrt{\frac{2V_{Sd}(b_v + e_n)}{b_h(f_y/\gamma_{a1})}}$$

Entretanto, a espessura da placa de cisalhamento não pode ser superior à placa de base. Caso isso seja necessário pela expressão acima, deve-se aumentar a espessura da placa de base.

A menos que seja utilizada solda de penetração total, a solda da placa de cisalhamento com placa de base deve ser capaz de resistir à ação conjunta da força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , com o momento fletor solicitante de cálculo dado por:

$$M_{Sd} = \frac{1}{2} \sigma_{c,Rd} b_h (b_v^2 - e_n^2)$$

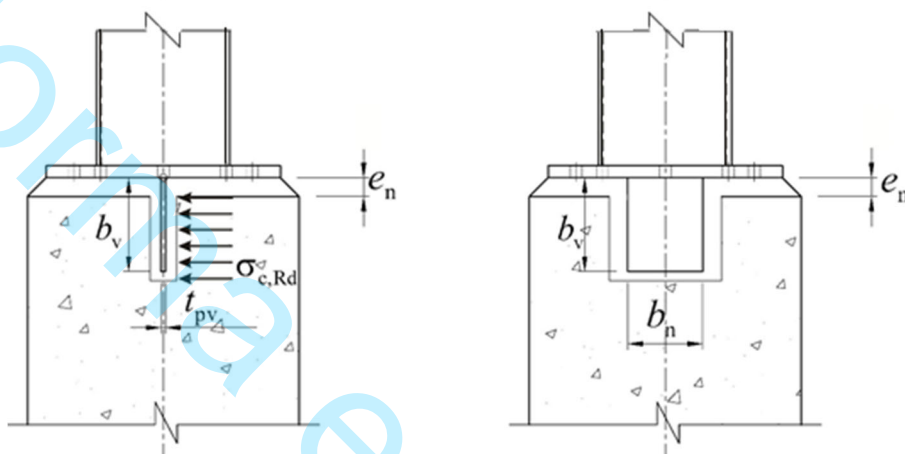


Figura 24 – Placa de cisalhamento

6.7.1.5 Para o caso de arruelas soldadas à placa de base, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , deve ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$V_{Rd} = \sum_{i=1}^{nb} \sqrt{V_{Rd,i}^2 - (0,4F_{t,i,Sd})^2} \leq 5n_b d_b^2 \sigma_{c,Rd}$$

onde $F_{t,i,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo em um chumbador (ver 1.2.2) e $V_{Rd,i}$ é a força cortante resistente de cálculo de um chumbador, dada por:

$$V_{Rd,i} = 0,4\pi \varepsilon \frac{d_b^2 f_u}{4 \gamma_{a2}}$$

A solda da arruela com a placa de base deve ser capaz de resistir à força $V_{Rd,i}$.

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

6.8.1 Generalidades

6.8.1.1 Esta subseção refere-se ao projeto, à montagem e à inspeção de ligações feitas com parafusos de alta resistência apresentados na ASTM F3125/3125M e os de alta resistência ISO 4016 Classe 8.8 e ISO 4016 Classe 10.9.



- 3189 **6.8.1.2** As ligações destinadas a transferir forças paralelas à superfície de contato das partes ligadas podem ser
3190 por atrito ou por contato. As ligações nas quais o deslizamento seja altamente prejudicial e aquelas que estiverem
3191 sujeitas a forças repetitivas, com reversão de sinal, devem ser por atrito.
- 3192 **6.8.2 Parafusos, porcas e arruelas**
- 3193 **6.8.2.1** Os parafusos devem estar em conformidade com as atuais especificações ASTM F3125/F3125M e da
3194 ISO 4016 Classe 8.8 e ISO 4016 Classe 10.9.
- 3195 **6.8.2.2** O comprimento do parafuso deve ser tal que, após a instalação, sua extremidade coincida com ou
3196 ultrapasse a face externa da porca; para isto é necessário dar uma folga no cálculo do comprimento, de modo a
3197 compensar as tolerâncias de execução do parafuso e da estrutura.
- 3198 **6.8.2.3** As dimensões das porcas devem estar em conformidade com as especificações da ASME
3199 B18.2.6/18.2.6M para porcas hexagonais pesadas.
- 3200 **6.8.2.4** Podem ser usados outros tipos de parafusos, desde que satisfaçam as prescrições relativas a material,
3201 processo de fabricação e composição química constantes na ASTM F3125/F3125M, que atendam aos requisitos
3202 de propriedades mecânicas dessas mesmas especificações, com comprovações por ensaios em escala natural, e
3203 também que tenham diâmetro do fuste e áreas de contato sob a cabeça e porca, ou suas equivalentes, não inferiores
3204 aos valores correspondentes às exigências de 6.9.2.2 e 6.9.2.3 para um parafuso e porca de mesmas dimensões
3205 nominais. Os métodos de instalação e inspeção podem diferir dos indicados respectivamente em 6.9.4.3, 6.9.4.4,
3206 6.9.4.5 e 6.9.5; nesse caso, tais métodos devem ser documentados por especificação detalhada, sujeita à aprovação
3207 do engenheiro responsável pelo projeto.
- 3208 **6.8.2.5** As arruelas planas circulares e arruelas biseladas quadradas devem estar em conformidade com as últimas
3209 especificações ASTM F436. As dimensões das arruelas são especificadas na ASME B18.2.6.
- 3210 **6.8.2.6** Os parafusos com controle de tração, F1852 e F2280, devem ser fornecidos em conjunto com porca e
3211 arruela pelo mesmo fabricante, conforme foram testados para comprovação da força mínima de tração exigida, e
3212 instalados dessa forma, isto é, como um conjunto único. Para mais informações, ver ASTM F3125/3125M.
- 3213 **6.8.2.7** Os parafusos de alta resistência, quando fornecidos com acabamento galvanizado a fogo segundo ASTM
3214 F2329 (somente o grau A325/A325M pode receber esse tipo de acabamento) ou com revestimento de liga de
3215 zinco e alumínio, conforme ASTM F1136/F1136M (somente os graus A325/A325M e A490/A490M podem
3216 receber esse tipo de acabamento), devem ser fornecidos em conjunto com porca (lubrificada) e arruela pelo
3217 mesmo fabricante, conforme foram testados para comprovação de capacidade de rotação (ver Anexo 2 da ASTM
3218 F3125/F3125M) e instalados dessa forma, isto é, como um conjunto único.
- 3219 **6.8.3 Partes parafusadas**
- 3220 **6.8.3.1** Devem ser usadas arruelas biseladas endurecidas para compensar a falta de paralelismo, quando uma das
3221 faces externas das partes parafusadas tiver mais de 1:20 de inclinação em relação ao plano normal ao eixo do
3222 parafuso. As partes parafusadas da estrutura não podem ser separadas por quaisquer materiais que não sejam aços
3223 estruturais, devendo ficar totalmente em contato quando montadas. Os furos podem ser puncionados,
3224 subpuncionados e alargados, ou broqueados.
- 3225 **6.8.3.2** Quando montadas, todas as superfícies da ligação, incluindo as adjacentes às cabeças dos parafusos,
3226 porcas e arruelas, devem estar isentas de escamas de laminação (exceto aquelas firmemente aderidas ao material),
3227 rebarbas, sujeiras ou qualquer outra matéria estranha que impeça o perfeito contato entre as partes.
- 3228 **6.8.3.3** As superfícies de contato em ligações por atrito devem atender ao exposto em 6.3.4.1.



3229 **6.8.4 Instalação dos parafusos com protensão inicial**

3230 **6.8.4.1 Força de protensão mínima de aperto**

3231 Os parafusos de alta resistência com protensão inicial devem ser apertados de forma a se obter uma força mínima
3232 de protensão (FTb) adequada a cada diâmetro e tipo de parafuso usado. Essa força de protensão é fornecida na
3233 Tabela 17 para os parafusos ASTM e equivale a aproximadamente 70% da força de tração resistente nominal do
3234 parafuso, dada em 6.3.3.1. O aperto deve ser aplicado pelo método da rotação da porca, da chave calibrada, ou
3235 do indicador direto de tração (ver 6.7.4.3, 6.7.4.4 e 6.7.4.5).

3236

Tabela 18 — Força de protensão mínima em parafusos ASTM F3125/F3125M

Diâmetro d_b		F_{Tb} kN	
pol	mm	Graus A325 e F1852	Graus A490 e F2280
1/2		55	69
5/8		86	108
	16	88	110
3/4		124	156
	20	137	172
	22	166	208
7/8		169	212
	24	197	247
1		221	277
	27	249	313
1 1/8		279	350
	30	308	386
1 1/4		317	453
1 3/8	35	417	523
	36	444	556
1 1/2		497	622

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.

6.8.4.2 Arruelas

Adicionalmente às exigências de 6.9.3.1 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 parafuso grau A490, quando esse elemento assenta sobre um aço estrutural com resistência ao escoamento inferior a 280 MPa.

6.8.4.3 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-protensão de forma a garantir que as partes estejam em pleno contato. A condição de pré-protensão 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



3254 chave normal. Após essa operação inicial, devem ser colocados parafusos nos furos restantes e tais parafusos
3255 também levados à condição de pré-protensão. Todos os parafusos da ligação devem então receber um aperto
3256 adicional, através da rotação aplicável da porca, como indicado na Tabela 16, devendo essa operação começar na
3257 parte mais rígida da ligação e prosseguir em direção às bordas livres. Durante essa operação, a parte oposta àquela
3258 em que se aplica a rotação não pode girar.

3259 6.8.4.4 Aperto com chave calibrada ou chave manual com torquímetro

3260 6.8.4.4.1 Não existe uma relação geral entre força de protensão em parafusos e torque aplicado durante o aperto
3261 da porca, devido a vários fatores, incluindo as condições de atrito nas superfícies com movimento relativo. Não
3262 podem ser usadas Tabelas de torque baseadas em experiências passadas ou fornecidas em literatura técnica.
3263 Assim, as prescrições dadas em 6.9.4.4.2 devem ser obedecidas quando forem usados métodos de aperto baseados
3264 no torque.

3265 6.8.4.4.2 As chaves calibradas, quando usadas, devem ser reguladas para fornecer uma protensão pelo menos
3266 5% superior à protensão mínima dada na Tabela 15. As chaves devem ser calibradas pelo menos uma vez por dia
3267 de trabalho, para cada diâmetro de parafuso a instalar. Elas devem ser recalibradas quando forem feitas mudanças
3268 significativas no equipamento ou quando for notada uma diferença significativa nas condições de superfície dos
3269 parafusos, porcas e arruelas. A calibração deve ser feita através do aperto de três parafusos típicos de cada
3270 diâmetro, retirados do lote de parafusos a serem instalados, em um dispositivo capaz de indicar a tração real no
3271 parafuso. Na calibração deve ser certificado que, durante a instalação dos parafusos na estrutura, a calibragem
3272 escolhida não produza uma rotação da porca ou da cabeça do parafuso, a partir da posição de pré-protensão,
3273 superior à indicada na Tabela 19. Caso sejam usadas chaves manuais com torquímetro, quando o torque for
3274 atingido as porcas devem estar em movimento de aperto. Durante a instalação de vários parafusos na mesma
3275 ligação, aqueles já apertados previamente devem ser conferidos com a chave e reapertados caso tenham “folgado”
3276 durante o aperto de parafusos subsequentes, até que todos os parafusos atinjam o aperto desejado.

3277 Tabela 19 — Rotação da porca a partir da posição de pré-protensão^{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.

3278 6.8.4.3 Aperto pelo uso de um indicador direto de tração

3279 É permitido apertar parafusos pelo uso de um indicador direto de tração, desde que possa ficar demonstrado, por
3280 um método preciso de medida direta, que o parafuso ficou sujeito à força mínima de protensão dada na Tabela 15,
3281 após o aperto – ver “Specification for Structural Joints Using High Strength Bolts”, do RCSC, “Research Council
3282 on Structural Connections”.

3283 6.8.4.4 Parafusos com controle de tração

3284 Podem ser usados parafusos com controle de tração, conforme especificado na ASTM F3125/F3125M,
3285 obedecendo aos requisitos da “Specification for Structural Joints Using High Strength Bolts”, do RCSC,
3286 “Research Council on Structural Connections”.

3287 6.8.4.5 Reutilização de parafusos

3288 Os parafusos F3125/F3125M graus F1852, A490, F2280 e os parafusos grau A325 galvanizados a fogo não
3289 podem ser reutilizados.

3290 Os demais parafusos grau A325 podem ser reutilizados uma vez, se houver aprovação do engenheiro responsável.
3291 O reaperto de parafusos previamente apertados que se afrouxarem durante o aperto de parafusos vizinhos não é
3292 considerado reutilização.

3293 6.8.5 Inspeção

3294 6.8.5.1 O inspetor deve assegurar que, para toda a obra, sejam atendidos os requisitos de 6.8.2, 6.8.3 e 6.8.4. O
3295 inspetor deve ter livre acesso para acompanhar a calibração de chaves, conforme prescrito em 6.8.4.4.

3296 6.8.5.2 O inspetor deve observar a instalação dos parafusos para determinar se o procedimento de aperto que foi
3297 escolhido está sendo seguido de forma adequada, devendo verificar se todos os parafusos estão apertados.
3298 Parafusos apertados pelo método da rotação da porca podem atingir protensões substancialmente mais altas que
3299 as recomendadas na Tabela 18, sem que isso constitua motivo para rejeição.

3300 6.8.5.3 Quando for usado o método do indicador direto de tração, o inspetor deve observar a instalação dos
3301 parafusos para determinar se o procedimento de aperto que foi aprovado está sendo usado devidamente e deve
3302 verificar se foi atingida a protensão correta conforme Tabela 15.

3303 6.8.5.4 Quando houver diferenças de opinião quanto aos resultados de inspeção da força de protensão obtida
3304 pelo método de rotação da porca ou da chave calibrada, a seguinte inspeção de arbitragem deve ser usada, a
3305 menos que outro procedimento tenha sido especificado:

- 3306 e) o inspetor deve usar uma chave de inspeção com torquímetro;
- 3307 f) três parafusos do mesmo tipo, diâmetro (com um comprimento que seja representativo dos parafusos
3308 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;

g) 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;

h) 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 novamente inspecionados ou, alternativamente, o fabricante ou montador, a sua escolha, pode reapertar todos os parafusos na ligação, submetendo-a novamente à inspeção especificada.

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 L.

7.3 O dimensionamento dos pilares mistos de aço e concreto deve ser feito de acordo com as prescrições do Anexo M.

7.4 O dimensionamento das lajes mistas de aço e concreto deve ser feito de acordo com as prescrições do Anexo N.

8 Condições específicas para o dimensionamento de ligações mistas

O dimensionamento das ligações mistas deve ser feito de acordo com as prescrições do Anexo O.



3344 9 Considerações adicionais de dimensionamento

3345 9.1 Generalidades

3346 Além dos requisitos das seções 5, 6, 7 e 8, outros aspectos de resistência devem ser considerados sob certas
3347 condições, entre os quais destacam-se fadiga, empoçamento, fratura frágil e temperaturas elevadas.

3348 9.2 Fadiga

3349 9.2.1 Barras e ligações sujeitas aos efeitos de fadiga devem ser dimensionadas para as ações estáticas, de acordo
3350 com a seção aplicável e, adicionalmente, devem atender aos requisitos do Anexo I.

3351 9.2.2 Raramente barras ou ligações em edifícios não industriais necessitam ser dimensionadas para fadiga, pois
3352 as variações de ação nas estruturas desses edifícios ocorrem somente um pequeno número de vezes durante o
3353 período de vida útil ou produzem apenas pequenas flutuações de tensões.

3354 9.2.3 A ocorrência dos efeitos máximos, em edifícios, de vento ou terremoto, é de pouca frequência e não merece
3355 considerações de fadiga. Todavia, estruturas suportes de pontes rolantes e de máquinas são frequentemente
3356 sujeitas a condições de fadiga.

3357 9.2.4 Complementarmente, no caso de lajes de concreto, devem ser cumpridos os requisitos estabelecidos na
3358 ABNT NBR 6118.

3359 9.3 Empoçamento progressivo

3360 Recomenda-se que a inclinação de uma cobertura não seja inferior a 3%. Quando a inclinação for inferior a 3%,
3361 verificações adicionais devem ser feitas para assegurar que não ocorrerá colapso estrutural causado pelo peso
3362 próprio da água acumulada em virtude das flechas dos materiais de cobertura e dos componentes estruturais,
3363 usando combinações últimas de ações.

3364 9.4 Fratura frágil

3365 Em algumas situações de ligações e detalhes sujeitos a estados triplos de tração, causados, por exemplo, por
3366 entalhes e tensões residuais, principalmente a baixas temperaturas, pode ocorrer fratura frágil. Para evitar esse
3367 tipo de estado-limite, é necessário que sejam evitadas transições bruscas, tensões residuais excessivas e partes
3368 soldadas excessivamente espessas.

3369 9.5 Temperaturas elevadas

3370 As estruturas de aço e mistas devem ser, sempre que necessário, dimensionadas para os efeitos de temperaturas
3371 elevadas de origem operacional ou acidental (como no caso de incêndios). Neste último caso, deve ser feito o
3372 dimensionamento em situação de incêndio de acordo com a ABNT NBR 14323.

3373 10 Condições adicionais de projeto

3374 10.1 Generalidades

3375 Devem ser incluídas no projeto considerações a respeito de contraflechas, de proteção contra corrosão nos
3376 componentes de aço e de durabilidade.



3377 **10.2 Contraflechas**

3378 **10.2.1** As contraflechas que forem necessárias devem ser indicadas nos desenhos de projeto. Em princípio, para
3379 treliças de vão igual ou superior a 24 m, devem ser aplicadas contraflechas aproximadamente iguais à flecha
3380 resultante das ações permanentes diretas características. Para vigas de rolamento de vão igual ou superior a 20 m,
3381 em princípio deve ser dada contraflecha igual à flecha resultante das ações permanentes diretas características
3382 mais 50% das ações variáveis características. Quaisquer outras contraflechas, por exemplo, as necessárias para
3383 compatibilizar deformações da estrutura com os elementos de acabamento da obra, devem ser determinadas para
3384 os casos específicos tratados.

3385 **10.2.2** As vigas e treliças que forem detalhadas sem indicação de contraflecha devem ser fabricadas de modo
3386 que as pequenas deformações, resultantes da laminação ou da fabricação, fiquem voltadas para cima após a
3387 montagem. Se a aplicação da contraflecha exigir que o elemento da estrutura seja montado sob deformação
3388 imposta por meios externos, isso deve ser indicado nos desenhos de montagem.

3389 **10.3 Corrosão nos componentes de aço**

3390 **10.3.1** Os componentes de aço da estrutura devem ser dimensionados com sobresspessura para tolerar corrosão
3391 ou devem ser protegidos contra a corrosão que possa influir na sua resistência ou no seu desempenho na estrutura.

3392 **10.3.2** A proteção contra corrosão nos aços não resistentes à corrosão atmosférica pode ser obtida por camadas
3393 de proteção ou outros meios eficazes, seja isoladamente ou em combinação. Aços resistentes à corrosão também
3394 devem ser protegidos, quando não for garantida a formação da película protetora ou quando a perda de espessura
3395 prevista durante a vida útil não for tolerável. Alternativamente, pode ser usada uma sobresspessura de corrosão
3396 adequada para a vida útil prevista para a edificação e a agressividade do ambiente.

3397 **10.3.3** A corrosão localizada, passível de ocorrer quando existir, por exemplo, retenção de água ou condensação
3398 excessiva, deve ser minimizada por projeto e detalhamento adequados. Onde necessário, deve ser prevista
3399 drenagem eficiente da água.

3400 **10.3.4** Os ambientes internos de edifícios, fora da zona costeira, isentos de agentes agressivos e condicionados
3401 para o conforto humano, podem, em geral, ser considerados como não corrosivos. Todavia, a necessidade de
3402 proteção contra a corrosão deve ser avaliada em cada caso e, se necessário, essa proteção deve ser dada.

3403 **10.3.5** A proteção contra corrosão nas superfícies internas de peças cujo interior é permanentemente vedado
3404 contra a penetração de oxigênio externo é considerada desnecessária.

3405 **10.3.6** Outras informações relacionadas às questões da corrosão em estruturas encontram-se no Anexo N.

3406 **10.4 Diretrizes para durabilidade**

3407 **10.4.1** As estruturas de aço e mistas devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições
3408 ambientais previstas na época do projeto, e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem a
3409 segurança, a estabilidade e a aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

3410 **10.4.2** Por vida útil de projeto entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das
3411 estruturas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor,
3412 bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos ambientais.

3413 **10.4.3** O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas
3414 partes da estrutura podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.



3415 **10.4.4** Para assegurar que a estrutura mantenha suas características durante o período de vida útil de projeto, os
3416 elementos de aço, inclusive os integrantes das estruturas mistas, devem ser devidamente protegidos contra
3417 corrosão (ver 10.3), e quaisquer outros fatores de agressividade, quando isto for necessário, sendo que tal proteção
3418 deve sofrer um processo de inspeção periódica. As partes de concreto e sua armadura, integrantes das estruturas
3419 mistas, devem obedecer aos requisitos relacionados à durabilidade da ABNT NBR 6118, no caso de concreto de
3420 densidade normal e, na ausência de Norma Brasileira aplicável, do Eurocode 2 Part 1-1, no caso de concreto de
3421 baixa densidade.

3422 **10.4.5** Dependendo do porte da construção e da agressividade do ambiente e de posse das informações dos
3423 projetos, dos materiais e produtos utilizados e da execução da obra, deve ser produzido por profissional habilitado
3424 um manual de utilização, inspeção e manutenção. Esse manual deve especificar de forma clara e objetiva os
3425 requisitos básicos para a utilização e a manutenção preventiva necessária para garantir a vida útil prevista para a
3426 estrutura.

3427 **11 Estados-limites de serviço**

3428 **11.1 Generalidades**

3429 A ocorrência de um estado-limite de serviço pode prejudicar a aparência, a possibilidade de manutenção, a
3430 durabilidade, a funcionalidade e o conforto dos ocupantes de um edifício, bem como pode causar danos a
3431 equipamentos e materiais de acabamento vinculados ao edifício.

3432 **11.2 Bases para projeto**

3433 **11.2.1** Os valores-limites a serem impostos às respostas da estrutura e que garantem sua plena utilização devem
3434 ser escolhidos levando-se em conta as funções previstas para a estrutura e para os materiais a ela vinculados.

3435 **11.2.2** Cada estado-limite de serviço deve ser verificado utilizando-se combinações de ações de serviço
3436 (ver 4.7.3) associadas ao tipo de resposta pesquisada.

3437 **11.3 Deslocamentos**

3438 **11.3.1** Para os deslocamentos de barras da estrutura e de conjuntos de elementos estruturais, incluindo, por
3439 exemplo, pisos, coberturas, divisórias e paredes externas, devem ser seguidas as prescrições do Anexo C.

3440 **11.3.2** Os deslocamentos laterais da estrutura e os movimentos horizontais relativos entre pisos, devidos à
3441 combinações de ações de serviço (ver 4.7.7.3), não podem provocar colisão com edificações adjacentes, devendo
3442 também ser seguidas as prescrições do Anexo C.

3443 **11.4 Vibrações**

3444 **11.4.1** Sistemas de pisos suscetíveis a vibrações, tais como os de grandes áreas que não possuem divisórias ou
3445 outros elementos de amortecimento, devem ser dimensionados de forma a se evitar o aparecimento de vibrações
3446 transientes inaceitáveis, devidas ao caminhar de pessoas ou a outras fontes, conforme o Anexo L.

3447 **11.4.2** Equipamentos mecânicos que possam produzir vibrações contínuas indesejáveis devem ser isolados de
3448 forma a reduzir ou eliminar a transmissão de tais vibrações para a estrutura. Vibrações desse tipo devem ser
3449 levadas em conta também na verificação de estados-limites últimos, incluindo fadiga. Outras fontes de vibrações
3450 contínuas são veículos e atividades humanas rítmicas como a dança. Ver o Anexo L para estados-limites de
3451 serviço e o Anexo K para fadiga.



3452 **11.4.3** Para vibrações devidas ao vento, ver o Anexo M. Vibrações desse tipo devem ser levadas em conta
3453 também na verificação dos estados-limites últimos, incluindo fadiga (ver Anexo K).

3454 **11.5 Variações dimensionais**

3455 Devem ser tomadas medidas para que as variações dimensionais de uma estrutura e de seus elementos, devidas
3456 à variação de temperatura e a outros efeitos, como retração e fluência do concreto, não prejudiquem a utilização
3457 da estrutura.

3458 **11.6 Empoçamento de água em coberturas e pisos**

3459 **11.6.1** Todas as coberturas e pisos de edifícios sujeitos ao recebimento de água de chuva, com inclinação inferior
3460 a 5% (ver Anexo C), devem ser verificados para assegurar que a água não venha a se acumular em poças em
3461 decorrência dos deslocamentos da estrutura. Nessa verificação, devem ser levados em conta possíveis
3462 imprecisões construtivas e recalques de fundação, flechas dos materiais de fechamento e dos componentes
3463 estruturais, incluindo os efeitos de contraflecha.

3464 **11.6.2** Contraflechas em vigas podem contribuir significativamente para evitar empoçamento, assim como a
3465 colocação de pontos de saída de água em número e posições adequados.

3466 **11.7 Fissuração do concreto**

3467 **11.7.1** Nos apoios das vigas, principalmente nas vigas biapoiadas, devido à tendência de continuidade, tensões
3468 de tração na laje de concreto podem provocar fissuras que prejudiquem a proteção da armadura quanto à corrosão
3469 ou afetem negativamente a aparência ou o uso da edificação.

3470 **11.7.2** As prescrições relacionadas ao controle das fissuras em vigas mistas que podem ocorrer nas condições
3471 citadas em 11.7.1 encontram-se no Anexo L e, em lajes mistas, no Anexo N. Para outros casos, tais como regiões
3472 em que há restrições a deformações do concreto ou no funcionamento como laje, deve ser consultada a ABNT
3473 NBR 6118, para concreto de densidade normal e, na ausência de Norma Brasileira aplicável, o Eurocode 2 Part
3474 1-1, para concreto de baixa densidade.

3475 **12 Requisitos básicos de fabricação, montagem e controle de qualidade**

3476 **12.1 Generalidades**

3477 Esta subseção trata de requisitos aplicáveis a estruturas de aço e mistas de aço e concreto. Requisitos específicos
3478 para o concreto armado devem atender às prescrições da ABNT NBR 6118, no caso de concreto de densidade
3479 normal. No caso de concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, devem ser atendidas
3480 as prescrições do Eurocode 2 Part 1-1.

3481 **12.1.1 Documentos de projeto**

3482 Todos os documentos de projeto devem atender às exigências mínimas da Seção 4 e da ABNT NBR 16775.

3483 **12.1.2 Símbolos padronizados e nomenclatura**

3484 Os símbolos indicativos de soldas usados nos desenhos devem obedecer a AWS A2.4 e as exigências de inspeção
3485 da estrutura devem de obedecer a AWS D1.1.



3486 **12.1.3 Alterações de projeto**

3487 As modificações que se fizerem necessárias no projeto, durante os estágios de fabricação ou montagem da
3488 estrutura, devem ser feitas somente com a permissão do responsável pelo projeto, devendo ficar registradas as
3489 modificações.

3490 **12.2 Fabricação da estrutura e pintura de fábrica**

3491 **12.2.1 Fabricação**

3492 **12.2.1.1 Desempeno do material**

3493 **12.2.1.1.1** Antes do seu uso na fabricação, os materiais laminados devem estar desempenados dentro das
3494 tolerâncias de fornecimento. Caso essas tolerâncias não estejam sendo atendidas, é permitido executar trabalho
3495 corretivo pelo uso de aquecimento controlado e/ou desempenho mecânico, sujeito à limitação de 12.2.1.1.2.
3496 Aquecimento e meios mecânicos são também permitidos para se obter as pré-deformações desejadas.

3497 **12.2.1.1.2** A temperatura das áreas aquecidas, medida por métodos aprovados, não deve ser superior a 650°C
3498 para os aços de uso permitido por esta Norma.

3499 **12.2.1.2 Corte por meios térmicos**

3500 As bordas cortadas por meios térmicos devem obedecer às exigências da AWS D1.1, com exceção das bordas
3501 livres que estarão sujeitas à tensão estática de tração, que devem estar isentas de depressões com profundidade
3502 superior a 5 mm e de entalhes. Depressões maiores que 5 mm e entalhes devem ser removidos por
3503 esmerilhamento ou reparados por solda, para evitar o aparecimento e a propagação de fissuras.

3504 Os cantos reentrantes, exceto os de recortes de mesa de vigas para ligações e os de aberturas de acesso para
3505 soldagem, devem obedecer às exigências da AWS D1.1. Se outra exigência for especificada, deve estar contida
3506 nos documentos contratuais.

3507 Os recortes de mesa de vigas para ligações e as aberturas de acesso para soldagem devem obedecer aos requisitos
3508 geométricos dados em 6.1.13. Além disso, quando tais recortes ou aberturas forem executados em perfis dos
3509 Grupos 4 e 5 da ASTM A6 ou em perfis soldados com materiais de espessura superior a 50 mm, deve ser dado
3510 um preaquecimento com temperatura de pelo menos 66°C antes do corte.

3511 **12.2.1.3 Aplainamento de bordas**

3512 Não é necessário aplainar ou dar acabamento às bordas de chapas ou perfis cortados com serra, tesoura ou
3513 maçarico, a menos que haja indicação em contrário em desenhos ou em especificações de preparação de bordas.
3514 O uso de bordas cortadas com tesoura deve ser evitado em locais sujeitos à formação de rótulas plásticas; se
3515 forem usadas, essas bordas devem ter acabamento liso, obtido por esmeril, goiva ou plaina. As rebarbas devem
3516 ser removidas para permitir o ajustamento das partes que serão parafusadas ou soldadas ou quando representarem
3517 risco durante a construção ou após seu término.

3518 **12.2.1.4 Construção parafusada**

3519 **12.2.1.4.1** Quando a espessura do material for inferior ou no máximo igual ao diâmetro do parafuso acrescido
3520 de 3 mm, os furos podem ser puncionados. Para maiores espessuras, os furos devem ser broqueados com seu
3521 diâmetro final, podendo também ser subpuncionados ou sub-broqueados com diâmetro menor e posteriormente
3522 usinados até o diâmetro final. A matriz para todos os furos subpuncionados ou a broca para todos os furos sub-
3523 broqueados deve ter no mínimo 3,5 mm a menos que o diâmetro final do furo. Nos locais sujeitos à formação de



3524 rótulas plásticas, os furos nas áreas tracionadas devem ser subpuncionados e usinados até o diâmetro final, ou
3525 broqueados com o diâmetro final. Quando aplicável, esse requisito deve constar nos desenhos da estrutura. O uso
3526 de maçarico para a abertura de furos somente pode ser aceito mediante autorização do responsável técnico pelo
3527 projeto estrutural.

3528 **12.2.1.4.2** Durante a parafusagem, devem ser colocados pinos ou parafusos provisórios para manter a posição
3529 relativa das peças estruturais antes de sua fixação definitiva. Espinas só podem ser utilizadas para assegurar o
3530 posicionamento das peças componentes dos conjuntos durante a montagem, não sendo permitido seu uso para,
3531 por meio de deformação, forçar a coincidência de furos, alargá-los ou distorcer o material. Coincidência
3532 insuficiente de furos deve ser motivo de rejeição de peças. A montagem e a inspeção de ligações com parafusos
3533 de alta resistência devem ser feitas de acordo com 6.7.

3534 **12.2.1.5 Construção soldada**

3535 A técnica a ser empregada na soldagem, a execução, a aparência e a qualidade das soldas, bem como os métodos
3536 usados na correção de defeitos, devem estar de acordo com a AWS D1.1.

3537 **12.2.1.6 Acabamento de superfícies que transmitem esforços de compressão por contato**

3538 As ligações que transmitem esforços de compressão por contato devem ter suas superfícies de contato preparadas
3539 para se obter perfeito assentamento, usando-se usinagem, corte com serra ou outros meios adequados.

3540 **12.2.1.7 Tolerâncias dimensionais**

3541 **12.2.1.7.1** É permitida uma variação de 1 mm no comprimento total de barras com ambas as extremidades
3542 usinadas, com rugosidade média igual ou inferior a 12,5 µm, para ligação por contato.

3543 **12.2.1.7.2** Barras sem extremidades usinadas para contato, e que devem ser ligadas a outras partes de aço da
3544 estrutura, podem ter uma variação em relação ao comprimento detalhado não superior a 2 mm, para barras de até
3545 9000 mm, e não superior a 3 mm, para barras com comprimentos acima de 9000 mm.

3546 **12.2.1.7.3** A não ser que seja especificado em contrário, uma barra de perfil laminado pode ter as mesmas
3547 tolerâncias permitidas pela ASTM A6 para os perfis W. Para os perfis soldados deve ser obedecida a ABNT
3548 NBR 5884. A tolerância de falta de linearidade de barras comprimidas não pode ultrapassar 1/1000 do
3549 comprimento do eixo longitudinal entre pontos que serão lateralmente contraventados.

3550 **12.2.1.7.4** Vigas e treliças detalhadas sem especificação de contraflecha devem ser fabricadas de tal forma que,
3551 após a montagem, qualquer flecha devida à laminação ou à fabricação fique voltada para cima. Caso seja
3552 especificada contraflecha e a flecha decorrente da laminação ou da fabricação seja igual ou superior a 75% desse
3553 valor, a contraflecha pode ser dispensada. A contraflecha pode ter:

3554 a) 13 mm acima do valor estipulado nas vigas de alma cheia com até 15 m de comprimento, mais 3 mm para
3555 cada 3 m ou fração que ultrapassar os 15 m;

3556 b) 1/800 da distância entre apoios acima do valor estipulado nas treliças.

3557 **12.2.1.7.5** Qualquer desvio permissível em alturas de seções de vigas pode resultar em mudanças bruscas de
3558 altura nos locais de emendas. Qualquer uma dessas diferenças de altura em emendas com talas, dentro das
3559 tolerâncias prescritas, deve ser compensada por chapas de enchimento, com o conhecimento do responsável pelo
3560 projeto. Nas emendas soldadas de topo, o perfil da solda pode ser adaptado para se ajustar às variações
3561 permissíveis de altura, desde que a solda tenha a seção transversal mínima necessária e que a declividade da sua
3562 superfície satisfaça os requisitos da AWS D1.1.



3563 **12.2.1.8 Acabamento de bases de pilares e placas de base**

3564 As bases dos pilares e as placas de base devem ser acabadas de acordo com os seguintes requisitos:

- 3565 a) placas de base laminadas, de espessura igual ou inferior a 50 mm, podem ser usadas sem usinagem, desde
3566 que seja obtido apoio satisfatório por contato; placas de base laminadas com espessura superior a 50 mm,
3567 porém inferior a 100 mm, podem ser desempenadas por pressão, ou aplainadas em todas as superfícies de
3568 contato, a fim de se obter apoio satisfatório por contato, exceto nos casos indicados nas alíneas b) e c) a
3569 seguir; placas de base laminadas com espessura superior a 100 mm, assim como base de pilares e outros
3570 tipos de placas de base, devem ser aplainados em todas as superfícies de contato, exceto nos casos
3571 indicados nas alíneas b) e c) a seguir;
- 3572 b) a face inferior de placas de base que forem grauteadas para garantir pleno contato com o concreto da
3573 fundação não necessita de aplainamento;
- 3574 c) a face superior de placas de base não necessita de aplainamento se forem usadas soldas de penetração
3575 total entre tais placas e o pilar.

3576 **12.2.2 Pintura de fábrica**

3577 **12.2.2.1 Requisitos gerais**

3578 A pintura de fábrica e a preparação das superfícies devem estar de acordo com os requisitos de Norma Brasileira
3579 ou estrangeira aplicável.

3580 As partes das peças de aço que transmitem esforços ao concreto por aderência não podem ser pintadas.

3581 **12.2.2.2 Superfícies inacessíveis**

3582 As superfícies que se tornarão inacessíveis após a fabricação, com exceção das superfícies de contato, devem ser
3583 limpas e pintadas, de acordo com as especificações de pintura do projeto, antes de tal fato ocorrer.

3584 **12.2.2.3 Superfícies de contato**

3585 Não há limitações quanto à pintura de superfícies no caso de ligações com parafusos trabalhando por contato.
3586 Outras superfícies de contato, incluindo os casos de ligações parafusadas por atrito e as superfícies que
3587 transmitem esforços de compressão por contato, devem ser limpas para retirada de ferrugem, carepa de
3588 laminação, sujeira e outros materiais estranhos, sem serem pintadas, se o contato for ocorrer durante a fabricação;
3589 se o contato for ocorrer só na montagem, tais superfícies devem ser limpas conforme especificações do projeto
3590 e, se elas forem usinadas, devem receber uma camada inibidora de corrosão, de um tipo que possa ser facilmente
3591 removido antes da montagem, ou de um tipo que não necessite ser removido, observando-se, entretanto, o
3592 disposto em 12.2.2.4.

3593 **12.2.2.4 Superfícies adjacentes a soldas de campo**

3594 A menos que haja outra especificação, as superfícies a serem soldadas no campo, numa faixa de 50 mm de cada
3595 lado da solda, devem estar isentas de materiais que impeçam a soldagem adequada ou que produzam gases tóxicos
3596 durante a operação de soldagem. Após a soldagem, tais superfícies devem receber a mesma limpeza e proteção
3597 previstas para toda a estrutura.



3598 **12.3 Montagem**

3599 **12.3.1 Alinhamento de bases de pilares**

3600 As bases de pilares devem ser niveladas e posicionadas na elevação correta, estando em pleno contato com a
3601 superfície de apoio.

3602 **12.3.2 Cuidados na montagem**

3603 **12.3.2.1** Todas as peças da estrutura recebidas na obra devem ser armazenadas e manuseadas de tal forma que
3604 não sejam submetidas a tensões excessivas, nem sofram danos. Deve ser usado contraventamento temporário,
3605 sempre que necessário, para absorver todas as forças a que a estrutura possa estar sujeita durante a construção,
3606 incluindo as decorrentes de vento e equipamentos. O contraventamento deve permanecer montado, sem ser
3607 danificado, o tempo que for necessário para a segurança da estrutura. Toda vez que houver acúmulo de material,
3608 forças de equipamento ou de outras naturezas sobre a estrutura, durante a montagem, devem ser tomadas medidas
3609 para que sejam absorvidas as solicitações correspondentes.

3610 **12.3.2.2** Na montagem, a estrutura deve ser parafusada ou soldada com segurança, de forma que possa absorver
3611 toda a ação permanente, o vento e as ações de montagem.

3612 **12.3.3 Tolerâncias de montagem**

3613 As tolerâncias de montagem são definidas em relação aos pontos de trabalho e linhas de trabalho das barras da
3614 seguinte forma:

- 3615 a) para barras não horizontais, o ponto de trabalho é o centro real em cada extremidade da barra, como
3616 recebida na obra;
- 3617 b) para barras horizontais, o ponto de trabalho é a linha de centro real da mesa superior ou plano superior
3618 em cada extremidade;
- 3619 c) outros pontos de trabalho podem ser utilizados para facilidade de referência, desde que sejam baseados
3620 nessas definições;
- 3621 d) a linha de trabalho da barra é uma linha reta ligando os seus pontos de trabalho.

3622 **12.3.3.1 Posicionamento e alinhamento**

3623 As tolerâncias de posicionamento e alinhamento dos pontos de trabalho e linhas de trabalho de barras são as
3624 descritas em 12.3.3.1.1 a 12.3.3.1.4.

3625



3626 12.3.3.1.1 Pilares

3627 Pilares constituídos de uma única peça são considerados aprumados se o desvio da linha de trabalho em relação
3628 a uma linha de prumo não for superior a 1:500, sujeito às seguintes limitações adicionais:

- 3629 a) os pontos de trabalho de pilares adjacentes a poços de elevadores podem ficar deslocados no máximo
3630 25 mm em relação à linha estabelecida para o pilar, nos primeiros 20 andares; acima deste nível, o
3631 deslocamento permitido pode ser aumentado em 1 mm para cada andar adicional, até um máximo de
3632 50 mm;
- 3633 b) os pontos de trabalho de pilares de fachadas podem ficar deslocados em relação à linha estabelecida para
3634 o pilar de no máximo 25 mm da fachada para fora, e de no máximo 50 mm em sentido oposto, nos
3635 primeiros 20 andares; acima do 20º andar, o deslocamento permitido pode ser aumentado 2 mm para cada
3636 andar adicional, porém não pode exceder um total de 50 mm da fachada para fora, e de 75 mm em sentido
3637 oposto;
- 3638 c) os pontos de trabalho dos pilares de fachada, ao nível de qualquer emenda e ao nível do topo dos pilares,
3639 não podem ficar fora da área delimitada por duas linhas horizontais paralelas à fachada considerada,
3640 espaçadas em 38 mm para edifícios de até 90 m de comprimento. Esse espaçamento pode ser aumentado
3641 em 13 mm para cada 30 m adicionais de comprimento, porém não pode ultrapassar 75 mm;
- 3642 d) os pontos de trabalho dos pilares de fachada podem ficar deslocados em relação à linha estabelecida para
3643 o pilar, numa direção paralela à fachada considerada, não mais que 50 mm nos primeiros 20 andares;
3644 acima do 20º andar, o deslocamento permitido pode ser aumentado em 2 mm para cada andar adicional,
3645 porém não pode ultrapassar um deslocamento total de 75 mm paralelo à fachada considerada.

3646 12.3.3.1.2 Outras barras

3647 Com exceção das barras destinadas a pilares, aplicam-se as seguintes regras:

- 3648 a) o alinhamento horizontal de barras retas, não destinadas a balanço e que não contenham emendas de
3649 campo, é considerado aceitável se qualquer erro for resultante somente da variação de alinhamento dos
3650 elementos de apoio dentro dos limites admissíveis para fabricação e montagem desses elementos;
- 3651 b) a elevação de barras retas ligadas a pilares é considerada aceitável se a distância entre o ponto de trabalho
3652 da barra e o plano da emenda usinada do pilar, imediatamente superior, não variar além de mais 5 mm e
3653 de menos 8 mm em relação à distância especificada nos desenhos;
- 3654 c) a elevação de barras retas não ligadas a pilares é considerada aceitável se qualquer erro for resultante
3655 somente da variação de elevação dos elementos de apoio dentro dos limites admissíveis para fabricação e
3656 montagem desses elementos;
- 3657 d) para uma barra reta destinada a um segmento de uma unidade contendo emendas de campo entre pontos
3658 de apoio, o prumo, a elevação e o alinhamento serão considerados aceitáveis se a variação angular da
3659 linha de trabalho (linha reta entre centros das seções extremas da barra considerada) com relação à prevista
3660 nos desenhos for igual ou inferior a 1/500 da distância entre os centros das emendas;
- 3661 e) para uma barra reta destinada a um balanço, o prumo, a elevação e o alinhamento devem ser considerados
3662 aceitáveis se a variação angular da linha de trabalho com relação a uma linha reta na posição prevista no
3663 desenho for igual ou inferior a 1/500 do comprimento do balanço.



3664 **12.3.3.1.3 Peças ajustáveis**

3665 O alinhamento de vergas, vigas sob paredes, cantoneiras de parapeito, suportes de esquadrias e peças semelhantes
3666 de suporte, a serem usadas por outras empreiteiras e que exijam limites mais rigorosos de tolerâncias que os
3667 precedentes, não pode ficar garantido se o proprietário não solicitar ligações ajustáveis destas com a estrutura.
3668 Quando forem especificadas ligações ajustáveis, os desenhos fornecidos pelo proprietário devem indicar o ajuste
3669 total necessário para acomodar as tolerâncias da estrutura de aço, a fim de que seja obtido alinhamento adequado
3670 nas peças-suportes a serem usadas por outras empreiteiras. As tolerâncias de posicionamento e alinhamento de
3671 tais peças ajustáveis são as seguintes:

- 3672 a) 10 mm para o posicionamento em altura, com relação à distância dada nos desenhos entre o apoio dessas
3673 peças e o plano da emenda usinada imediatamente superior do pilar mais próximo;
- 3674 b) 10 mm para o posicionamento horizontal, com relação à sua locação dada nos desenhos, referida à linha
3675 de acabamento estabelecida, em qualquer piso particular;
- 3676 c) 5 mm para posicionamento no alinhamento vertical e horizontal, em relação aos itens de ajuste de
3677 extremidades.

3678 **12.3.4 Alinhamento**

3679 As ligações permanentes soldadas ou parafusadas só devem ser completadas depois que a parte da estrutura, que
3680 vai se tornar rígida após a execução de tais ligações, for devidamente alinhada, nivelada e aprumada. Entretanto,
3681 a segurança durante a montagem deve ser garantida a todo momento.

3682 **12.3.5 Ajustagem de ligações comprimidas em pilares**

3683 Podem ser aceitas frestas não superiores a 1,5 mm em emendas de pilares transmitindo esforços de compressão
3684 por contato, independentemente do tipo de emenda usado (parafusada ou soldada com penetração parcial). Se a
3685 fresta for maior que 1,5 mm, porém inferior a 6 mm, e se for verificado que não existe suficiente área de contato
3686 para transmissão dos esforços solicitantes, a fresta deve ser preenchida com calços de aço de faces paralelas.
3687 Esses calços podem ser de aço-carbono, mesmo que o aço da estrutura seja de outro tipo.

3688 **12.4 Controle de qualidade**

3689 **12.4.1 Generalidades**

3690 O fabricante e montador devem de estabelecer métodos de controle de qualidade e inspeção, dentro do rigor, para
3691 garantir que todo o trabalho seja executado conforme plano de inspeção e testes aprovado e elaborado de acordo
3692 com esta Norma e a ABNT NBR 16775. Além dos procedimentos de controle de qualidade do fabricante, o
3693 material e a qualidade do serviço devem ficar permanentemente sujeitos à inspeção por parte de profissionais
3694 qualificados, representantes do proprietário da obra. Se for requerida tal inspeção pelos representantes do
3695 proprietário da obra, esse fato deve constar nos documentos de licitação da estrutura.

3696 **12.4.2 Inspeção**

3697 Toda a inspeção por parte dos representantes do comprador, tanto quanto possível deve ser feita na fábrica ou no
3698 local onde o trabalho está sendo executado. O fabricante deve cooperar com o inspetor, permitindo seu acesso a
3699 todos os locais onde está sendo executado o serviço. O inspetor do comprador deve estabelecer seu cronograma
3700 de inspeção de modo que sejam mínimas as interrupções do serviço do fabricante.



3701 12.4.3 Rejeição

3702 O material ou o serviço que não atende aos requisitos desta Norma pode ser rejeitado a qualquer instante durante
3703 a execução do serviço. O fabricante deve receber cópias de todos os relatórios de inspeção fornecidos ao
3704 comprador pela fiscalização,

3705 12.4.4 Inspeção de soldas

3706 A inspeção das soldas deve ser feita de acordo com os requisitos da AWS D1.1. A inspeção visual que for
3707 necessária deve ser especificada nos documentos de licitação e do projeto. Quando forem necessários ensaios
3708 não-destrutivos, o processo, a extensão, a técnica e os padrões de aceitação devem ser claramente definidos nos
3709 documentos de licitação e de projeto.

3710 12.4.5 Identificação do aço

3711 O fabricante deve possuir procedimento escrito e prático de identificação do material, visível pelo menos durante
3712 as operações de união dos elementos componentes de um conjunto a ser transportado por inteiro. Pelo
3713 procedimento deve ser possível verificar a correta aplicação do material quanto a:

- 3714 a) designação da especificação;
- 3715 b) número da corrida do aço, se exigido;
- 3716 c) relatórios de ensaios necessários para atender a exigências especiais.



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 Ensaio 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 dessas normas brasileiras, que atendem às condições relacionadas às propriedades mecânicas exigidas por esta Norma. 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.



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

3749

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	350	485				CF-30	---/300	---/490
COR	415	520						
AR 415								
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			
G-42	415	520	Q-40	380	480	CGR 500 e	370	490
G-45	450	550	Q-42	410	520	CGR 500A		
			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)} Para limitações de espessura, ver norma correspondente.

3750

3751

3752

3753

3754

3755

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)

3756

3757

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
			$19 \text{ mm} < t \leq 37,5$ mm	-	315	460
			$37,5 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	-	290	435
	A588	Perfis	1 e 2	-	345	485
		Chapas e barras ^{c)}	$t \leq 100$ mm	-	345	480
			$100 \text{ mm} < t \leq 125$ mm	-	315	460
			$125 \text{ mm} < t \leq 200$ 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) para relação f_u/f_y e demais parâmetros de utilidade dos aços estruturais consultar item 4.6.2.2.1.

3758

3759



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 F3125 A325 ^{a)}	635	830	$16 \leq d_b \leq 24$	$1/2 \leq d_b \leq 1$
			$24 < d_b \leq 36$	$1 < d_b \leq 1\frac{1}{2}$
ISO 4016 Classe 8.8	640	800	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM F3125 A490	895	1040	$16 \leq d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1\frac{1}{2}$
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 nessa 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 %.

/ANEXO B



Anexo B (normativo)

Deslocamentos máximos

B.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.

B.2 Considerações de projeto

B.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.

B.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.

B.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.

B.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 sequência 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 frequente e, no terceiro, rara.

B.3 Valores máximos

B.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_0 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.

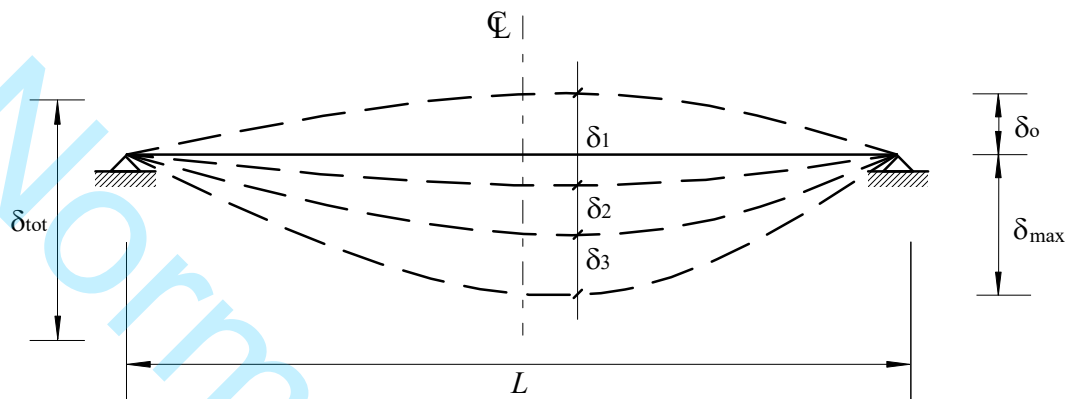


Figura B.1 — Deslocamentos verticais a serem considerados

B.3.2 No cálculo dos deslocamentos verticais a serem comparados com os valores máximos dados na Tabela B.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 B.1).

B.3.3 Em cada situação, o responsável técnico pelo projeto deve decidir qual(is) deslocamento(s), dado(s) esquematicamente na Figura B.1, deve(m) ser comparado(s) com os valores máximos da Tabela B.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 B.2.4). Deve-se também avaliar, em cada situação, a probabilidade de ocorrência simultânea de duas ou mais ações variáveis.

B.3.4 Para galpões em geral e edifícios de um pavimento com paredes de alvenaria, além do disposto em B.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 B.2).

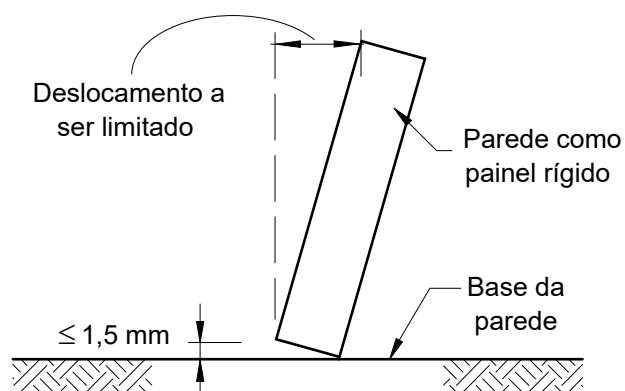


Figura B.2 — Parede como painel rígido



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

3843

Tabela B.1 - Deslocamentos máximos

Descrição	$\delta^a)$
- Travessas de fechamento	$L/180^b)$
	$L/120^{c) d)}$
- Terças de cobertura ^{g)}	$L/180^e)$
	$L/120^f)$
- Vigas de cobertura ^{g)}	$L/250^g)$
- 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	$L/600^i)$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800^i)$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000^i)$
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400^{k) l)}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^{m)}$
Lajes mistas	Ver Anexo Q
<p>^{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).</p> <p>^{b)} Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).</p> <p>^{c)} Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.</p> <p>^{d)} Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.</p> <p>^{e)} Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.</p> <p>^{f)} Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.</p> <p>^{g)} Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.</p> <p>^{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.</p> <p>ⁱ⁾ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.</p> <p>^{j)} Considerar combinações raras de serviço.</p> <p>^{k)} No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.</p> <p>^{l)} O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.</p> <p>^{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.</p>	

3844

/ANEXO B

Anexo C (informativo)

Método da amplificação dos esforços solicitantes

C.1 Generalidades

C.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 $P-\Delta$ e local $P-\delta$.

C.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.

C.2 Uso do método

C.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 C.1):

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_B$$

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_B$$

onde B_1 e B_2 são dados, respectivamente, em C.2.2 e C.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 C.1-b);

$M_{\square t}$ e $N_{\square t}$ 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 nt - Figura C.1-c);

C.2.2 O coeficiente B_1 é dado por:

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

onde:

N_e é a força axial que provoca a instabilidade 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;

N_{Sd1} é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem ($N_{Sd1} = N_{nt} + N_{\square t}$);

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 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.

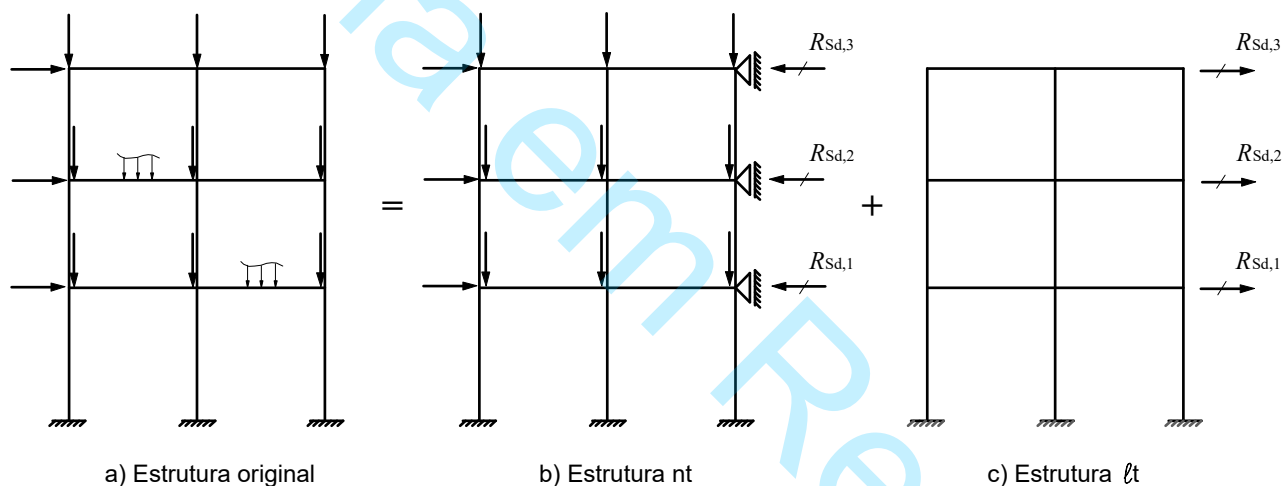


Figura C.1 — Modelo para análise

Se a força axial solicitante de cálculo na barra for de tração, deve-se tomar B_1 igual a 1,0.

C.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 força gravitacional total, incluindo toda a estrutura acima do andar analisado, englobando as cargas atuantes nas subestruturas de contraventamento e nos elementos que não pertençam a essas subestruturas;



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 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 acima do andar analisado, usadas para determinar Δ_h e obtida 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).

C.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:

$$V_{Sd} = V_{nt} + V_B$$

onde V_{nt} e V_B são, respectivamente, as forças cortantes de cálculo na estrutura nt e na estrutura ℓt .

/ANEXO C



Anexo D (normativo)

Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta

D.1 Generalidades

D.1.1 Este Anexo apresenta os procedimentos para determinação do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta.

D.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.

D.1.3 Para facilitar o uso deste Anexo, a simbologia utilizada encontra-se detalhada em G.3.

D.2 Momento fletor resistente de cálculo

D.2.1 Para os tipos de seção e eixos de flexão indicados na Tabela D.1, para o estado-limite FLT, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$a) \quad M_{Rd} = \frac{M_{pB}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$b) \quad M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pB} - (M_{pB} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pB}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$c) \quad M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pB}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r$$

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.

D.2.2 Para os tipos de seção e eixos de flexão indicados na Tabela D.1, para os estados-limites FLM e FLA, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$a) \quad M_{Rd} = \frac{M_{pB}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$



b)
$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{al}} \left[M_{pB} - (M_{pB} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

c)
$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \text{ (não aplicável à FLA - ver Anexo E)}$$

D.2.3 Para as seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma:

- estado-limite de escoamento (aplicável apenas quando a extremidade livre da alma estiver comprimida)

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_c}{\gamma_{al}}$$

- estado-limite FLT

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{al}} \frac{\pi \sqrt{E I_y G J}}{L_b} \left(B + \sqrt{1 + B^2} \right) \leq \frac{M_{pB}}{\gamma_{al}}$$

onde:

$$B = \pm 2,3 \frac{d}{L_b} \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

com o sinal positivo usado quando a extremidade livre da alma 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)

$$M_{Rd} = \frac{M_{pB}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{al}} \left(1,19 - 0,50\lambda \sqrt{\frac{f_y}{E}} \right) f_y W_c, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{al}} \frac{0,69 E W_c}{\lambda^2}, \text{ para } \lambda > \lambda_r$$



com

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

D.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.

D.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 de escoamento e FLT, devem ser usadas as expressões dadas em D.2.3. Para o estado-limite de instabilidade local da aba:

a) quando as abas das cantoneiras paralelas ao eixo de flexão encontram-se comprimidas, aplica-se o procedimento dado em D.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:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pB}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left(2,43 - 1,72\lambda \sqrt{\frac{f_y}{E}} \right) f_y W_c, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$



$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,71EW_c}{\lambda^2}, \text{ para } \lambda > \lambda_r$$

com

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

onde b é a largura e t é a espessura das abas com a extremidade livre comprimida das cantoneiras.

D.2.6 Para as seções sólidas circulares e retangulares fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pB}}{\gamma_{a1}}$$

D.2.7 Para as seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, para o estado-limite FLT, o único aplicável, tem-se

$$a) \quad M_{Rd} = \frac{M_{pB}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$b) \quad M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} C_b \left(1,52 - 0,274 \lambda \frac{f_y}{E} \right) W f_y \leq M_{pB}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$c) \quad M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{1,9EC_b}{\lambda} \text{ para } \lambda > \lambda_r$$

com

$$\lambda = \frac{f_y d}{t^2}$$



$$\lambda_p = \frac{0,08E}{f_y}$$

$$\lambda_r = \frac{1,9E}{f_y}$$

D.2.8 Para as seções tubulares circulares, para o estado-limite de instabilidade local da parede do tubo, o único aplicável, com D/t não superior a $0,45 E/f_y$, tem-se:

$$d) \quad M_{Rd} = \frac{M_{pB}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$e) \quad M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left(\frac{0,021 E}{D/t} + f_y \right) W, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$f) \quad M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,33E}{D/t} W, \text{ para } \lambda > \lambda_r$$

com

$$\lambda = \frac{D}{t}$$

$$\lambda_p = \frac{0,07E}{f_y}$$

$$\lambda_r = \frac{0,31E}{f_y}$$



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

4015

Tabela D.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	$\frac{b}{t}$ 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	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{pB}}{M_r} - 0,09\right)^2} \leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H 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	$\frac{b}{t}$ 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-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	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{J A}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pB}} \sqrt{J A}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{J A}$
	FLM	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{b}{t}$ 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	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

4016

4017

4018 As Notas relacionadas à Tabela D.1 são as seguintes:

4019 1) $\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$

4020 $M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)}$

4021 onde:

4022 $\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W}{E J}$

4023 $C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4}$, para seções I

4024 $C_w = \frac{t_f (b_f - 0,5 t_w)^3 (d - t_f)^2}{12} \left[\frac{3 (b_f - 0,5 t_w) t_f + 2 (d - t_f) t_w}{6 (b_f - 0,5 t_w) t_f + (d - t_f) t_w} \right]$, para seções U

4025 2) $\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_{yc} J \beta_1} \sqrt{\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$

4026 $M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \left[\beta_3 + \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \right]$

4027 onde:

4028 $\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_c}{E J}$

4029 $\beta_2 = 5,2 \beta_1 \beta_3 + 1$

4030 $\beta_3 = 0,45 \left(d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right) \left(\frac{\alpha_y - 1}{\alpha_y + 1} \right)$, com α_y conforme Nota 9 a seguir

4031 $C_w = \frac{\left(d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right)^2}{12} \left(\frac{t_{fi} b_{fi}^3 t_{fs} b_{fs}^3}{t_{fi} b_{fi}^3 + t_{fs} b_{fs}^3} \right)$



4032 3) O estado-limite FLA aplica-se só à alma da seção U, quando comprimida pelo momento fletor. Para seção U,
4033 o estado-limite FLM aplica-se somente quando a extremidade livre das mesas for comprimida pelo momento
4034 fletor.

4035 4) W_{ef} é o módulo de resistência mínimo elástico, relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa
4036 comprimida (ou alma comprimida no caso de perfil U fletido em relação ao eixo de menor inércia) de largura
4037 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
4038 menor momento de inércia, $b = h$, $t = t_w$ e $b_{ef} = h_{ef}$.

4039 5) A tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do
4040 aço utilizado.

4041 6) Para perfis laminados: $M_{cr} = \frac{0,69E}{\lambda^2} W_c$, $\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$

4042 Para perfis soldados: $M_{cr} = \frac{0,90E k_c}{\lambda^2} W_c$, $\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$

4043 com k_c conforme F.2.

4044 7) O estado-limite FLT só é aplicável quando o eixo de flexão for o de maior momento de inércia.

4045 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
4046 simetria, b/t refere-se à mesa comprimida (para mesas de seções I e H, b é a metade da largura total, para
4047 mesas de seções U, a largura total, para seções tubulares retangulares, a largura da parte plana e para perfis
4048 caixão, a distância livre entre almas).

4049 9) Para essas seções, devem ser obedecidas as seguintes limitações:

4050 $0,1 \leq \alpha_y \leq 0,9$

4051 com

4052 $\alpha_y = \frac{I_{yc}}{I_y}$

4053 10) Para seções-caixão: $\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

4054 Para seções tubulares retangulares: $\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

4055 D.3 Simbologia

4056 Para este Anexo adota-se a seguinte simbologia adicional:



- 4057 FLA - instabilidade local da alma;
- 4058 FLM - instabilidade local da mesa comprimida;
- 4059 FLT - instabilidade lateral com torção;
- 4060 C_w - constante do empenamento da seção transversal;
- 4061 D - diâmetro externo da seção tubular circular;
- 4062 I_y - momento de inércia da seção em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;
- 4063 I_{yc} - momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma (se no
4064 comprimento destravado houver momentos positivo e negativo, tomar a mesa de menor momento de inércia
4065 em relação ao eixo mencionado);
- 4066 I_{yt} - momento de inércia da mesa tracionada em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma (se no
4067 comprimento destravado houver momentos positivo e negativo, tomar a mesa de maior momento de inércia
4068 em relação ao eixo mencionado);
- 4069 J - constante de torção da seção transversal;
- 4070 L_b - distância entre duas seções contidas à instabilidade lateral com torção (comprimento destravado);
- 4071 M_{cr} - momento fletor de instabilidade elástica;
- 4072 $M_{p\Box}$ - momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástico
4073 (Z) pela resistência ao escoamento do aço (f_y);
- 4074 M_r - momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais em
4075 alguns casos;
- 4076 W - módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão;
- 4077 W_c - módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão;
- 4078 W_t - módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão;
- 4079 b_f - largura total da mesa (b_{fs} e b_{fi} representam as larguras totais das mesas superior e inferior);
- 4080 d - altura externa da seção, medida perpendicularmente ao eixo de flexão;
- 4081 h - altura da alma, tomada igual à distância entre faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor
4082 menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados e igual ao comprimento da parte
4083 plana nas seções tubulares retangulares;
- 4084 h_c - duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida;
- 4085 h_p - duas vezes a distância da linha neutra plástica da seção transversal à face interna da mesa comprimida;
- 4086 r_y - raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;
- 4087 r_{yc} - raio de giração da seção T formada pela mesa comprimida e a parte comprimida da alma anexa, em regime
4088 elástico, em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma (se houver momentos positivo e negativo
4089 no comprimento destravado, tomar a seção T de menor raio de giração em relação ao eixo mencionado);
- 4090 t - espessura em geral
- 4091 t_f - espessura da mesa (t_{fs} e t_{fi} representam as espessuras das mesas superior e inferior);



4092 λ_p - parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

4093 λ_r - parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

4094

/ANEXO D

Norma em Revisão

Anexo E
(normativo)

Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta

E.1 Generalidades

E.1.1 Este Anexo apresenta os procedimentos para determinação do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta.

E.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 $5,70\sqrt{E/f_y}$.

E.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 $0,1 \leq \alpha_y \leq 0,9$, com $\alpha_y = \frac{I_{yc}}{I_y}$, onde I_{yc} e I_y são respectivamente os momentos de inércia da mesa comprimida e de toda a seção transversal 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:

$$- 11,7\sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ para } a/h \leq 1,5;$$

$$- \frac{0,42E}{f_y} \text{ para } a/h > 1,5;$$

onde a e h são definidos em 5.4.3.1.1.

E.2 Momento fletor resistente de cálculo

E.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.

E.2.2 O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de instabilidade lateral com torção (FLT), é dado por:

4121 a) para $\lambda \leq \lambda_p$: $M_{Rd} = \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{a1}}$

4122 b) para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$: $M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} C_b k_{pg} \left[1 - 0,3 \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] W_{xc} f_y \leq \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{a1}}$

4123 a) para $\lambda > \lambda_r$: $M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{C_b k_{pg} \pi^2 E W_{xc}}{\lambda^2} \leq \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{a1}}$

4124 com

4125 $\lambda = \frac{L_b}{r_{yT}}$

4126 $\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

4127 $\lambda_r = \pi \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y}}$

4128 $k_{pg} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq 1,0$

4129 onde

4130 L_b é a distância entre duas seções contidas lateralmente;

4131 C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, definido em 5.4.2.3 e
4132 5.4.2.4, o que for aplicável;

4133 r_{yT} é o raio de giração, relativo ao eixo de menor momento de inércia, da seção formada pela mesa
4134 comprimida mais um terço altura da da alma comprimida;

4135 a_r é igual à relação $h_c t_w / A_{fc}$, sendo que essa relação não pode ser superior a 10;

4136 A_{fc} é a área da mesa comprimida;

4137 h_c é igual a duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa
4138 comprimida;

4139 W_{xc} é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão.

4140 **E.2.3** O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de instabilidade local da mesa
4141 comprimida (FLM), é dado por:



4142 a) para $\lambda \leq \lambda_p$: $M_{Rd} = \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{a1}}$

4143 b) para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$: $M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} k_{pg} \left[1 - 0,3 \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] W_{xc} f_y$

4144 c) para $\lambda > \lambda_r$: $M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,90 k_{pg} E k_c W_{xc}}{\lambda^2}$

4145 com

4146 $\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$

4147 $\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

4148 $\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{k_c E}{0,7 f_y}}$

4149 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.

4150

4151

4152

4153

/ANEXO E

Anexo F (normativo)

Aberturas em almas de vigas

F.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.

F.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.

F.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):

- o carregamento atuante for uniformemente distribuído;
- as aberturas estiverem situadas dentro do terço médio da altura e nos dois quartos centrais do vão da viga;
- 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;
- a força cortante solicitante de cálculo nos apoios não for maior que 50% da força cortante resistente de cálculo da viga.

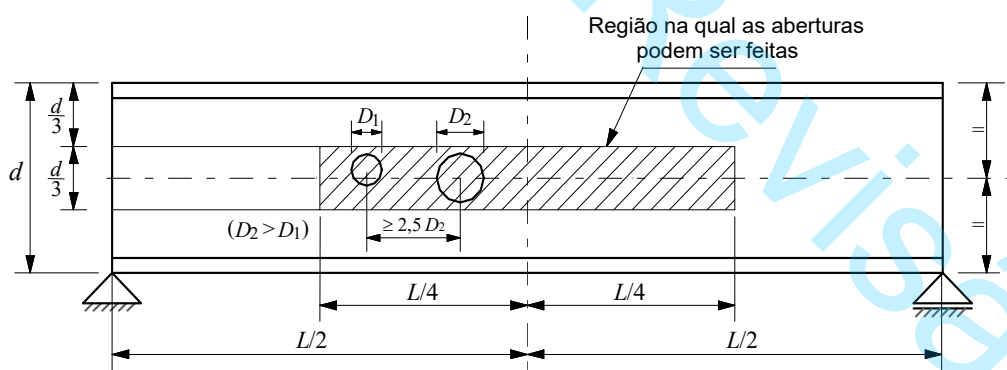


Figura F.1 — Condições para execução de aberturas circulares

F.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.

F.5 Procedimentos para cálculos mais precisos a respeito de vigas com aberturas na alma podem ser encontrados em Q.3.

/ANEXO F



Anexo G (normativo)

Requisitos para barras de seção variável

G.1 Aplicabilidade

G.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.

G.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.

G.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.

G.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 instabilidade elástica, os coeficientes de instabilidade por flexão em relação ao eixo perpendicular à alma e de torção devem ser obtidos por análise racional (o coeficiente de instabilidade por flexão em relação ao eixo perpendicular às mesas pode ser determinado como para barras prismáticas).

G.4 Momento fletor resistente de cálculo

G.4.1 O momento fletor resistente de cálculo para o estado-limite de instabilidade 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.

G.4.2 Na determinação dos parâmetros de esbeltez λ , λ_p e λ_r , para qualquer estado-limite, devem ser adotadas as propriedades geométricas da seção de maior altura.



Anexo H (normativo)

Fadiga

H.1 Aplicabilidade

H.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 frequência e magnitude são suficientes para iniciar fissuras e colapso progressivo por fadiga.

H.1.2 As prescrições dadas em H.2 a H.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.

H.2 Generalidades

H.2.1 Para os efeitos deste Anexo, usa-se a combinação freqüente de fadiga:

$$F_{d, \text{fad}} = \sum_{i=1}^m F_{Gi, k} + \psi_1 \sum_{j=1}^n F_{Qj, k}$$

onde:

$F_{Gi, k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Qj, k}$ 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.

H.2.2 Os requisitos deste Anexo aplicam-se a tensões no metal-base calculadas usando-se a combinação de ações descrita em H.2.1, cujo valor não ultrapasse $0,66 f_y$ ou $0,40 f_y$, para tensões normais ou de cisalhamento, respectivamente.

H.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 H.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.

H.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.

H.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 H.1 (detalhes construtivos relacionados aos casos tratados nesta Tabela são dados na Tabela H.2). Também não é necessário verificar à fadiga pontos sujeitos somente a ciclos de tensões normais, cujos extremos (máximo e mínimo) sejam ambos de compressão.



4245 **H.2.6** Nenhuma verificação de resistência à fadiga é necessária se o número de ciclos de aplicação das ações
4246 variáveis for menor que 20000.

4247 **H.2.7** A resistência a ações cíclicas determinada pelos requisitos deste Anexo é aplicável apenas a estruturas:

4248 a) com proteção adequada à corrosão ou sujeitas apenas a atmosferas levemente corrosivas;

4249 b) sujeitas a temperaturas inferiores a 150°C.

4250 **H.3 Cálculo da tensão máxima e da máxima faixa de variação de tensões**

4251 **H.3.1** O cálculo de tensões deve ser baseado em análise elástica. As tensões não devem ser amplificadas pelos
4252 fatores de concentração de tensão devidos a descontinuidades geométricas.

4253 **H.3.2** Para parafusos e barras redondas rosqueadas sujeitos à tração, as tensões calculadas devem incluir o efeito
4254 de alavanca, se existir.

4255 **H.3.3** No caso de atuação conjunta de força axial e momentos fletores, as máximas tensões normais e de
4256 cisalhamento devem ser determinadas considerando todos os esforços solicitantes.

4257 **H.3.4** Para barras com seções transversais simétricas, os parafusos e as soldas devem ser distribuídos
4258 simetricamente em relação ao eixo da barra, ou as tensões consideradas no cálculo da faixa de variação de tensões
4259 devem incluir os efeitos da excentricidade.

4260 **H.3.5** Para cantoneiras sujeitas à força axial, onde o centro geométrico das soldas de ligação fica entre as linhas
4261 que passam pelo centro geométrico da seção transversal da cantoneira e pelo centro da aba conectada, os efeitos
4262 da excentricidade podem ser ignorados. Se o centro geométrico das soldas situar-se fora dessa zona, as tensões
4263 totais, incluindo aquelas devidas à excentricidade, devem ser incluídas no cálculo da faixa de variação de tensões.

4264 **H.4 Faixa admissível de variação de tensões**

4265 A faixa de variação de tensões não deve exceder os valores dados a seguir:

4266 a) para as categorias de detalhe A, B, B', C, D, E e E', a faixa admissível de variação de tensões, σ_{SR} , em
4267 megapascal, deve ser determinada por:

4268
$$\sigma_{SR} = \left(\frac{329 C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

4269 onde:

4270 C_f é a constante dada na Tabela K.1 para a categoria correspondente;

4271 N é o número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura;

4272 σ_{TH} é o limite admissível da faixa de variação de tensões, para um número infinito de ciclos de
4273 solicitação, dado na Tabela K.1, em megapascal.

4274 b) para a categoria de detalhe F, a faixa admissível de variação de tensões, σ_{SR} , deve ser determinada por:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{11 \times 10^4 C_f}{N} \right)^{0,167} \geq \sigma_{TH}$$

4275

4276 c) para elementos de chapa tracionados, ligados na extremidade por soldas de penetração total, soldas de
4277 penetração parcial, soldas de filete ou combinações das anteriores, dispostas transversalmente à direção das
4278 tensões, a faixa admissível de variação de tensões na seção transversal da chapa tracionada, na linha de
4279 transição entre o metal-base e a solda, deve ser determinada da seguinte forma:

4280 - com base em início de fissuração a partir da linha de transição entre o metal-base e a solda, para categoria
4281 de detalhe C, pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{14,4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0,333} \geq 68,9 \text{ MPa}$$

4283 - com base em início de fissuração a partir da raiz da solda, no caso de soldas de penetração parcial, com ou
4284 sem soldas de filete de reforço ou de contorno, para categoria de detalhe C', pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = R_{PJP} \left(\frac{14,4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0,333}$$

4286 onde:

4287 R_{PJP} é o fator de redução para soldas de penetração parcial, com ou sem filete de reforço (se $R_{PJP} = 1,0$
4288 , usar categoria de detalhe C), dado por:

$$R_{PJP} = \left[\frac{1,12 - 1,01(2a/t_p) + 1,24(w/t_p)}{t_p^{0,167}} \right] \leq 1,0$$

4290 $2a$ é o comprimento da face não soldada da raiz na direção da espessura da chapa tracionada, em
4291 milímetros;

4292 w é a dimensão da perna do filete de reforço ou de contorno, se existir, na direção da espessura da
4293 chapa tracionada, em milímetros;

4294 t_p é a espessura da chapa tracionada, em milímetros.

4295 - com base em início de fissuração a partir das raízes de um par de filetes de solda transversais, em lados
4296 opostos da chapa tracionada, para categoria de detalhe C'', pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = R_{FIL} \left(\frac{14,4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0,333}$$

4298 onde:

4299 R_{FIL} é o fator de redução para juntas constituídas apenas de um par de filetes de solda transversais (se
4300 $R_{FIL} = 1,0$, usar categoria de detalhe C), dado por

$$R_{FIL} = \left(\frac{0,10 + 1,24w/t_p}{t_p^{0,167}} \right) \leq 1,0$$

4301



4302 H.5 Parafusos e barras redondas rosqueadas

4303 A faixa de variação de tensões não deve exceder a faixa admissível calculada como a seguir:

- 4304 a) para ligações parafusadas sujeitas a corte nos parafusos, a faixa admissível de variação de tensões no material
4305 do elemento ligado é dada pela equação a seguir, onde C_f e σ_{TH} são dados na seção 2 da Tabela K.1:

4306
$$\sigma_{SR} = \left(\frac{329C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

- 4307 b) para parafusos de alta resistência, parafusos comuns e barras redondas rosqueadas com rosca laminada,
4308 cortada ou usinada, a faixa de variação de tensões de tração na área líquida do parafuso ou da barra redonda
4309 rosqueada, proveniente de força axial e momento fletor, incluindo o efeito de alavanca, não deve exceder a
4310 faixa admissível dada pela seguinte equação:

4311
$$\sigma_{SR} = \left(\frac{329C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

4312 O fator C_f deve ser tomado igual a $3,9 \times 10^8$ (como para a categoria E'). O limite σ_{TH} deve ser tomado igual a
4313 48 MPa (como para a categoria D). A área efetiva deve ser determinada conforme 6.3.2.2.

4314 Para juntas nas quais o material no interior da pega não seja limitado a aço ou juntas que não sejam pré-
4315 tensionadas conforme os requisitos da Tabela 15, a força axial e o momento fletor, incluindo o efeito de alavanca
4316 (se existir), devem ser considerados transmitidos exclusivamente pelos parafusos ou barras redondas rosqueadas.

4317 Para juntas nas quais o material no interior da pega seja limitado a aço, pré-tensionadas conforme os requisitos
4318 da Tabela 15, permite-se uma análise da rigidez relativa das partes conectadas e dos parafusos para determinar a
4319 faixa de variação de tensões de tração nos parafusos pré-tensionados devida à força axial e ao momento fletor,
4320 incluindo o efeito de alavanca. Alternativamente, a faixa de variação de tensões nos parafusos pode ser
4321 considerada igual a 20% da tensão na área líquida devida à força axial e ao momento fletor provenientes de todas
4322 as ações, permanentes e variáveis.

4323 H.6 Requisitos especiais de fabricação e montagem

4324 H.6.1 Permite-se que chapas de espera longitudinais sejam deixadas no local e, se usadas, devem ser contínuas.
4325 Se forem necessárias emendas nas chapas de espera em juntas longas, tais emendas devem ser feitas com solda
4326 de penetração total e o excesso de solda deve ser esmerilhado longitudinalmente antes do posicionamento da
4327 barra na junta.

4328 H.6.2 Em juntas transversais sujeitas à tração, as chapas de espera, se usadas, devem ser removidas e é necessário
4329 fazer extração de raiz e contra-solda na junta.

4330 H.6.3 Em juntas em T ou de canto, feitas com solda de penetração total, um filete de reforço não menor que 6 mm
4331 deve ser adicionado nos cantos reentrantes.

4332 H.6.4 A rugosidade superficial de bordas cortadas a maçarico, sujeitas a faixas de variações de tensões
4333 significativas, não deve exceder 25 μm , usando-se como referência a ASME B46.1.

4334 H.6.5 Cantos reentrantes em regiões de cortes, recortes e em aberturas para acesso de soldagem devem formar
4335 um raio não menor que 10 mm. Para isto deve ser feito um furo sub-broqueado ou subpuncionado com raio



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

4336 menor, usinado posteriormente até o raio final. Alternativamente, o raio pode ser obtido por corte a maçarico,
4337 devendo, nesse caso, esmerilhar-se a superfície do corte até o estado de metal brilhante.

4338 **H.6.6** Para juntas transversais com soldas de penetração total, em regiões de tensões de tração elevadas, devem
4339 ser usados prolongadores para garantir que o término da solda ocorra fora da junta acabada. Os prolongadores
4340 devem ser removidos e a extremidade da solda deve ser esmerilhada até facear com a borda das peças ligadas.
4341 Limitadores nas extremidades da junta não devem ser usados.

4342 **H.6.7** Ver 6.2.6.2.6 para requisitos relativos a retornos em certas soldas de filete sujeitas a carregamentos cíclicos.

4343
4344

Tabela H.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	22×10^8	48	Na seção líquida com origem na borda do furo.



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

2.4 Metal-base na seção líquida de chapas ligadas por pino.	E	11x108	31	Na seção líquida com origem na borda do furo.
---	---	--------	----	---

Tabela H.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	120x10 ⁸	110	A partir da superfície ou de descontinuidades internas da solda, em pontos afastados da extremidade da solda.
3.2 Metal-base e metal da solda em barras sem acessórios, compostas de chapas ou perfis ligados por soldas longitudinais contínuas de penetração total, com chapas de espera não removidas, ou por soldas contínuas de filete.	B'	61x10 ⁸	83	A partir da superfície ou de descontinuidades internas da solda, incluindo a solda de ligação da chapa de espera.
3.3 Metal-base e metal da solda nas extremidades de soldas longitudinais das aberturas de acesso para soldagem em barras compostas.	D	22x10 ⁸	48	A partir da extremidade da solda, penetrando na alma ou na mesa.
3.4 Metal-base nas extremidades de segmentos longitudinais de soldas intermitentes de filete.	E	11x10 ⁸	31	No material ligado, em locais de começo e fim de deposição de solda.
3.5 Metal-base nas extremidades de lamelas soldadas de comprimento parcial, mais estreitas que a mesa, tendo extremidades esquadrejadas ou com redução gradual de largura, com ou sem soldas transversais nas extremidades, ou lamelas mais largas que a mesa com soldas transversais nas extremidades.				
Espessura da mesa ≤ 20 mm	E	11x10 ⁸	31	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 > 20 mm	E'	3,9x10 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'	3,9x10 ⁸	18	Na borda da mesa junto à extremidade da solda da lamela.



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

4349

Tabela H.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	44×10^8	69	A partir de descontinuidades superficiais na transição entre a solda e o metal-base, estendendo-se no metal-base, ou ao longo da face de fusão.

4350

4351

4352

Tabela H.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:				
Início de fissura a partir da transição entre a solda e o metal-base.	C	44×10^8	69	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 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:				
Início de fissura a partir da transição entre a solda e o metal-base.	C	44×10^8	69	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 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 enrijecedores 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.
$R \geq 600 \text{ mm}$	B	120×10^8	110	
$600 \text{ mm} > R \geq 150 \text{ mm}$	C	44×10^8	69	
$150 \text{ mm} > R \geq 50 \text{ mm}$	D	22×10^8	48	
$50 \text{ mm} > R$	E	11×10^8	31	

4353

4354



4355

Tabela H.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:				
$R \geq 600\text{mm}$	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.
$600\text{ mm} > R \geq 150\text{ mm}$	C	44×10^8	69	
$150\text{ mm} > R \geq 50\text{ mm}$	D	22×10^8	48	
$50\text{ mm} > R$	E	11×10^8	31	
Quando o excesso de solda não for removido:				
$R \geq 600\text{mm}$	C	120×10^8	110	Na transição entre a solda e o metal-base, podendo ser na borda da peça principal ou no acessório.
$600\text{ mm} > R \geq 150\text{ mm}$	C	44×10^8	69	
$150\text{ mm} > R \geq 50\text{ mm}$	D	22×10^8	48	
$50\text{ mm} > R$	E	11×10^8	31	

4356

4357



Tabela H.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: $R > 50 \text{ mm}$ $R \leq 50 \text{ mm}$ Quando o excesso de solda não for removido: Qualquer raio	D E E	22×10^8 11×10^8 11×10^8	48 31 31	Na transição entre a solda e o metal-base na borda do material menos espesso. A partir da extremidade da solda. 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: $R > 50 \text{ mm}$ $R \leq 50 \text{ mm}$	D E	22×10^8 11×10^8	48 31	Na extremidade da solda ou a partir da transição entre a solda e o metal-base, estendendo-se no metal-base ou no acessório.



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

Tabela H.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 de filete longitudinais ou transversais, quando não houver raio de transição entre o acessório e o metal-base, sendo o comprimento do acessório na direção longitudinal igual a a , e b sua altura perpendicular à superfície do metal base:				No metal-base, junto à extremidade da solda.
$a < 50$ mm	C	44×10^8	69	
$50 \text{ mm} \leq a \leq 12b$ ou 100 mm	D	22×10^8	48	
$a > 12b$ ou 100 mm quando $b \leq 25$ mm	E	11×10^8	31	
$a > 12b$ 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	

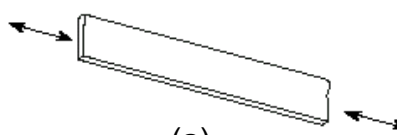

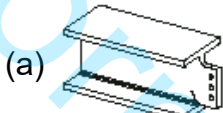
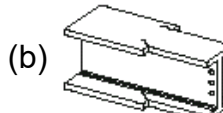
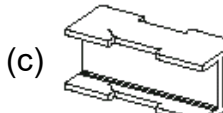

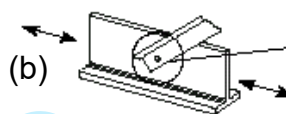
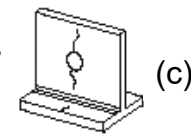
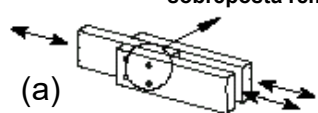
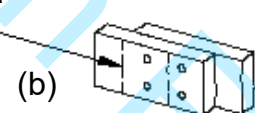

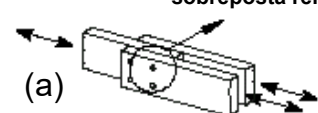
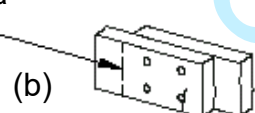

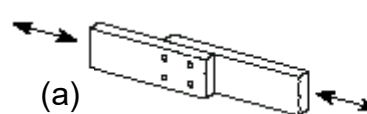

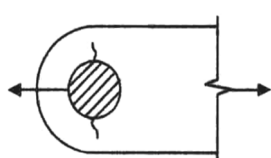


ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

Tabela H.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.

Tabela H.2–Detalhes construtivos relacionados aos parâmetros de fadiga

Seção 1 – Material-base afastado de qualquer solda	
1.1 e 1.2	  <p>(a) (b)</p>
1.3	   <p>(a) (b) (c)</p>
1.4	   <p>(a) (b) (c)</p>
Seção 2 - Materiais ligados em ligações parafusadas	
2.1	<p>Vista com chapa sobreposta removida</p>    <p>(a) (b) (c)</p>
2.2	<p>Vista com chapa sobreposta removida</p>    <p>(a) (b) (c)</p>
2.3	  <p>(a) (b)</p>
2.4	

4373

Tabela H.2 (continuação)

Seção 3 - Ligações soldadas dos componentes de barras compostas de chapas ou perfis	
3.1	<p>* Solda de penetração total</p>
3.2	<p>* Solda de penetração total</p>
3.3	
3.4	
3.5	
3.6	<p>Sem solda Típico</p>

4374

4375

Tabela H.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	<p>Solda de penetração total - esmerilhamento</p>
5.2	<p>Solda de penetração total - esmerilhamento</p>
5.3	<p>$R \geq 600$ mm</p> <p>Solda de penetração total - esmerilhamento</p>
5.4	<p>Solda de penetração total</p> <p>Solda de penetração total</p> <p>Local de início potencial de fissuração devida a tensões de tração na flexão</p>

4376

4377

Tabela H.2 (continuação)

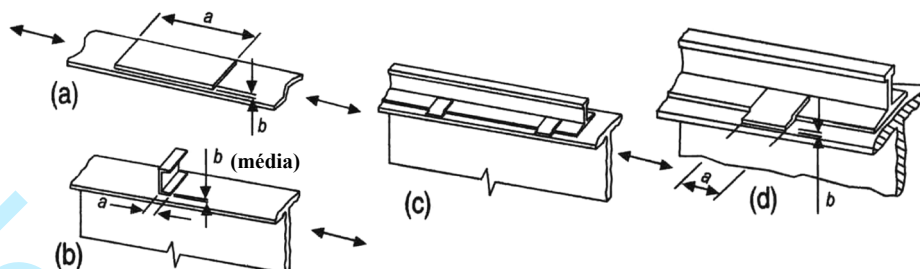
Seção 5 - Ligações soldadas transversais à direção das tensões (continuação)		
5.5	<p>Solda de penetração parcial</p> <p>Solda de penetração parcial</p> <p>Local de início potencial de fissuração devida a tensões de tração na flexão</p> <p>(a) (b) (c) (d) (e)</p>	
5.6	<p>Fissura potencial devida à tração oriunda de flexão</p> <p>(a) (b) (c)</p>	
5.7	<p>(a) (b) (c)</p>	
Seção 6 - Metal-base em ligações transversais soldadas de barras		
6.1	<p>Solda de penetração total</p> <p>Solda de penetração total</p> <p>(a) (b) (c)</p>	

Tabela H.2 (continuação)

Seção 6 - Metal-base em ligações transversais soldadas de barras (continuação)	
6.2	<p>G = esmerilhar até facear</p> <p>* Solda de penetração total</p>
6.3	<p>* Solda de penetração total</p>
6.4	<p>* Solda de penetração parcial</p>

Seção 7 - Metal-base junto a acessórios curtos

7.1



4383

4384

Tabela H.2 (continuação)

Seção 7 - Metal-base junto a acessórios curtos (continuação)	
7.2	<p>* Solda de penetração parcial</p>
Seção 8 - Miscelânea	
8.1	
8.2	
8.3	
8.4	
8.5	

4385

4386

/ANEXO H



Anexo I (normativo)

Vibrações em pisos

I.1 Generalidades

I.1.1 Escopo

I.1.1.1 Estruturas de pisos com pouca massa e amortecimento reduzido podem estar sujeitos a vibrações que causam desconforto durante as atividades humanas normais ou causar prejuízo ao funcionamento de equipamentos. Este Anexo trata dos princípios básicos necessários para se realizar análises dinâmicas de estruturas de pisos que suportam laje de concreto, submetidos a ações induzidas por pessoas cujas respostas possam ser consideradas estados limites de serviço. Excitações que possam conduzir a estados limites últimos estão fora do escopo deste Anexo.

I.1.1.2 As formulações apresentadas em I.2 referem-se a um método simplificado para avaliação da resposta de pisos, com geometria regular e carregamento que possa ser considerado uniformemente distribuído, à excitação provocada pelo caminhar de pessoas.

I.1.1.3 Em pisos com geometria e carregamentos mais complexos ou sujeitos a outros tipos de excitação, como, por exemplo, excitações rítmicas oriundas de atividades aeróbicas, é necessária uma avaliação mais precisa, conforme apresentada em I.3.

I.1.1.3 Em I.4 são apresentados critérios de aceitabilidade da resposta da estrutura em relação ao conforto dos usuários, em função da ocupação do piso.

I.1.2 Considerações

I.1.2.1 Para esse estado-limite de serviço, devem-se utilizar as combinações frequentes de serviço, dadas em 4.7.7.3.3. Porém, no caso específico de análise de vibrações decorrentes do caminhar de pessoas, deve-se tomar os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 iguais a 0,1. Em alguns casos, entretanto, esses valores devem ser tomados iguais a zero, como no caso de áreas de circulação de público de centros comerciais ("mall"), de aeroportos, rodoviárias e assemelhados.

I.1.2.2 Para evitar que a estrutura de piso entre em ressonância com o primeiro harmônico do caminhar de pessoas, sua frequência natural não pode ser inferior a 3 Hz. Em pisos com frequências naturais inferiores a 3 Hz, a critério do responsável técnico pelo projeto, deve-se demonstrar por uma avaliação precisa (ver J.3), que a resposta da estrutura do piso, mesmo em ressonância com o primeiro harmônico do caminhar de pessoas, não ultrapasse os valores apresentados em J.4.

I.1.2.3 Para efeito deste Anexo, os elementos da estrutura (laje, vigas e pilares) podem ser considerados contínuos nos apoios, mesmo que tenham sido calculados como simplesmente apoiados. Além disso, as vigas que apoiam laje podem ser consideradas mistas de aço e concreto, mesmo que tenham sido calculadas como não mistas, com base no valor dinâmico do módulo de elasticidade do concreto. Simplificadamente, esse valor pode ser tomado igual a 38 GPa, para concreto de densidade normal, e 22 GPa, para concreto de baixa densidade.

I.2 Avaliação simplificada para o caminhar de pessoas

I.2.1 O procedimento simplificado, válido para pisos com frequência fundamental entre 3 Hz e 9 Hz, compreende as seguintes etapas:

- avaliação da frequência fundamental, de acordo com I.2.2;
- avaliação da massa modal do piso, de acordo com I.2.3;
- obtenção da resposta, de acordo com I.2.4, com base na avaliação da razão de amortecimento crítico do piso apresentada na Tabela I.1;
- comparação com os critérios de aceitabilidade, conforme I.4.

I.2.2 Em pisos com geometria regular e carregamento uniformemente distribuído, compreendendo laje sobre vigas secundárias, suportadas por vigas principais, dois modos de vibração devem ser avaliados: o modo das vigas secundárias e o modo das vigas principais, conforme ilustrados na Figura J.1. No primeiro modo, formam-se linhas nodais sobre as vigas principais, de forma que as vigas secundárias vibrem como simplesmente apoiadas. No segundo modo, as vigas principais vibram simplesmente apoiadas nos pilares e as vigas secundárias vibram como se fossem engastadas nos apoios. Para cada modo, a frequência fundamental f_0 (em hertz) pode ser calculada de acordo com a expressão:

$$f_0 = \frac{18}{\sqrt{\delta}}$$

onde δ é deslocamento vertical total máximo do piso, em milímetros, calculado de acordo com a Figura I.2. Nessa figura, m é a massa uniformemente distribuída sobre o piso, em quilograma por metro quadrado (ver I.2.1); g é a aceleração da gravidade, E é o módulo de elasticidade do aço; I_b é o momento de inércia da viga mista secundária, com b_{ef} igual a $L_b/4$ ou b , o que for menor; I_p é o momento de inércia da viga mista principal, com b_{ef} igual a $L_p/4$ ou L_b , o que for menor; I_s é o momento de inércia por unidade de largura da laje, multiplicada pela relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto (ver I.1.2.3).

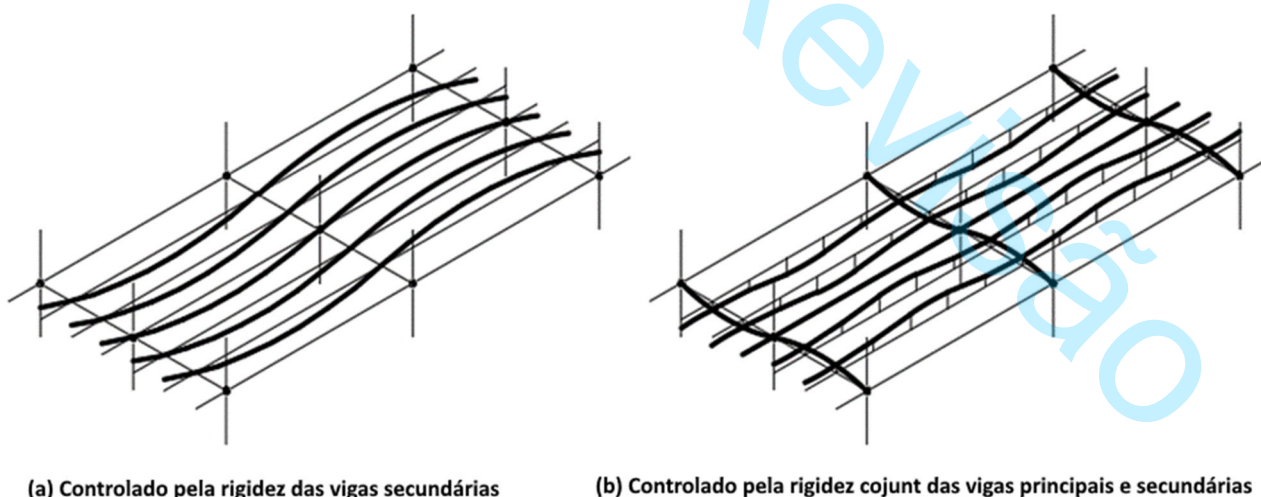


Figura I.1 – Modos de vibração do piso



1.2.3 A massa modal do piso pode ser avaliada a partir de uma área efetiva de participação do piso, de acordo com as seguintes expressões:

- para o modo A, controlado pela rigidez das vigas secundárias:

$$M_A = M_b = 0,5mL_bB_b$$

onde B_b é a largura colaborante do piso relativa à viga secundária, dada por:

$$B_b = 2L_b \left(\frac{I_s b}{I_b} \right)^{0,25} \leq \frac{2}{3} n_p L_p$$

- para o modo B, controlado pela rigidez conjunta das vigas secundárias e principais:

$$M_B = \frac{\delta_b}{\delta_b + \delta_p} M_b + \frac{\delta_p}{\delta_b + \delta_p} M_p$$

onde:

$$\delta_b = \frac{mgbL_b^4}{384EI_b}$$

$$\delta_p = \begin{cases} \kappa \frac{mgbL_bL_p^3}{48EI_p} & \text{para } n_e = 2 \\ \kappa \frac{23mgbL_bL_p^3}{648EI_p} & \text{para } n_e = 3 \\ \kappa \frac{5mgbL_bL_p^4}{384EI_p} & \text{para } n_e \geq 4 \end{cases}$$

$$\kappa = \frac{L_p}{B_b} \quad 0,5 \leq \kappa \leq 1,0$$

$$M_p = 0,5mL_pB_p$$

B_p é a largura colaborante do piso relativa à viga principal, dada por:

- para região interna do piso, isto é, se a viga principal for interna:

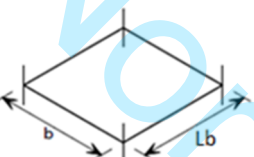
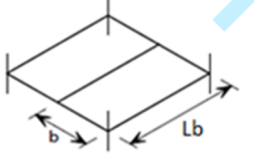
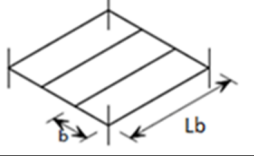
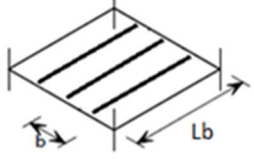
$$B_p = 1,8L_p \left(\frac{I_b L_b}{I_p b} \right)^{0,25} \leq \frac{2}{3} n_b L_b$$

- para região externa do piso, isto é, se a viga principal for de borda:

$$B_p = \frac{2}{3}L_b$$

4465

4466 Nas expressões acima, n_p e n_b são a quantidade de vãos das vigas principais e secundárias, respectivamente (ver
4467 Figura I.3)

Arranjo das lajes de piso	n_e	Modo A	Modo B
	1	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{5L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s} \right)$	----
	2	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{5L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s} \right)$	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{8n_e^3 b^3 L_b}{I_p} + \frac{L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s} \right)$
	3	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{5L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s} \right)$	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{368n_e^3 b^3 L_b}{27I_p} + \frac{L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s} \right)$
	4 ou mais	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{5L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s} \right)$	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{5n_e^4 b^3 L_b}{I_p} + \frac{L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s} \right)$

4468

4469

Figura I.2 – Cálculo dos deslocamentos do piso

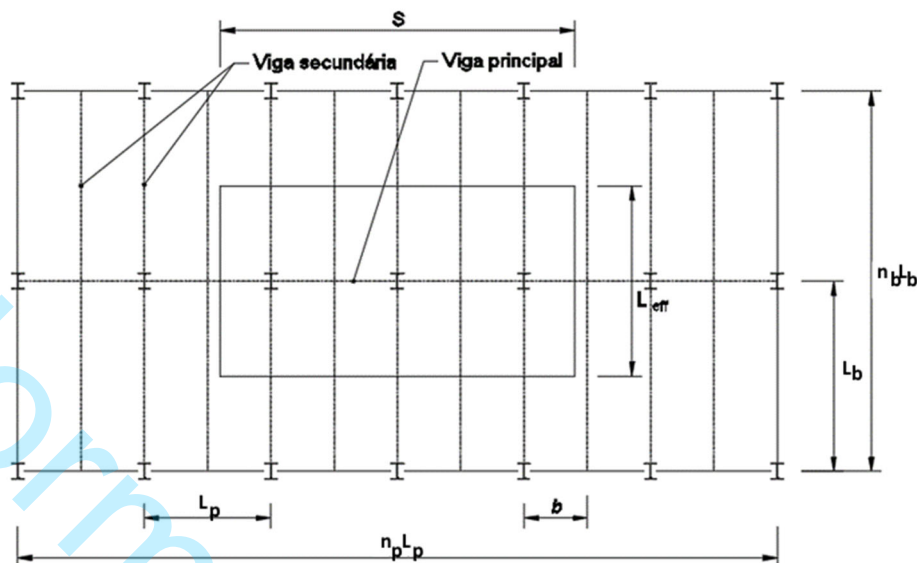


Figura I.3 – Definição das variáveis para o cálculo da massa modal

I.2.4 A resposta da estrutura pode ser avaliada com base na aceleração de pico a_p ou no valor eficaz da aceleração ponderada, isto é, a raiz da média quadrática da aceleração ponderada, $a_{w,rms}$, a critério do responsável técnico pelo projeto.

A aceleração de pico pode ser calculada por:

$$a_p = 0,55 \frac{P_0 e^{-0,35 f_0}}{2M\beta}$$

O valor eficaz da aceleração ponderada pode ser obtido pela expressão:

$$a_{w,rms} = \frac{\zeta P_0}{2\sqrt{2}M\beta} W$$

Nas expressões acima, P_0 é o peso de uma pessoa, tomado igual a 750 Newtons, f_0 é a frequência fundamental do piso, em Hertz, M é a massa modal do piso, em quilogramas, β é a razão de amortecimento crítico do piso, obtido pela soma dos componentes apropriados apresentados na Tabela J.1, ζ é o coeficiente dinâmico que deve ser tomado igual a 0,15 para frequência fundamental igual ou inferior a 5,0 Hz e igual a 0,10 nos demais casos; W é o fator de ponderação da aceleração (adimensional), em função da frequência fundamental, que deve ser tomado igual a 1,0, para frequência igual ou superior a 4 Hz e igual ou inferior a 8 Hz; para frequência inferior a 4 Hz, W deve ser tomado igual a $0,5\sqrt{f_0}$ e, para frequência superior a 8 Hz, igual a $8/f_0$.

Tabela I.1 – Componentes da razão de amortecimento crítico



Componente	Razão de amortecimento crítico
sistema estrutural	0,010
forros e instalações suspensos no piso	0,010
escritórios convencionais	0,010
escritórios corporativos ^a	0,005
área de circulação de público de centros comerciais (“mall”), de aeroportos, rodoviárias e assemelhados	0,000
centros comerciais e lojas em geral	0,010
residências, hotéis e hospitais ^b	0,010
paredes divisórias de altura total	0,020 a 0,050 ^c
a) andar corrido, com pouco uso de papel b) salas de atendimento e de internação c) depende da quantidade e localização; quanto maior a quantidade e mais próximas ao centro do piso, maior o amortecimento	

I.3.6 A aceitação da estrutura é avaliada em função do tipo de resposta obtida. Se a resposta for em termo da aceleração de pico, seu valor deve ser diretamente comparado com os limites de aceleração de pico apresentados em J.4, isto é, a aceleração calculada deve ser igual ou inferior aos limites conforme a ocupação do piso, apresentados na Tabela J.2. Se a resposta for em termo do valor eficaz, deve-se obter inicialmente o fator de resposta, R , que deverá ser igual ou inferior aos limites apresentados na Tabela J.2 em função da ocupação do piso. O fator de resposta é calculado pela expressão seguinte:

$$R = \frac{a_{w,rms}}{0,005}$$

I.3 Avaliação precisa

Para efeito deste Anexo, uma avaliação considerada precisa para o problema da vibração em pisos deve ser realizada por meio de análises dinâmicas da estrutura, levando-se em conta pelo menos:

- c) as características e a natureza das excitações dinâmicas, como, por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas;
- d) as condições de contorno do piso;
- e) as frequências naturais da estrutura do piso;
- f) as razões de amortecimento modal crítico;
- g) as massas modais efetivas do piso;
- h) as respostas do piso às excitações dinâmicas;



- i) os critérios de aceitabilidade para conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso, como, por exemplo, os apresentados em J.4, e para o funcionamento de equipamentos.

Procedimentos com base no método dos elementos finitos para uma avaliação considerada precisa do problema, inclusive de pisos submetidos a excitações rítmicas, podem ser encontrados em S.4.

I.4 Critérios de aceitabilidade

A estrutura do piso é considerada adequada ao estado limite de conforto dos usuários relativamente ao caminhar de pessoas, se a resposta da estrutura, medida em termos da aceleração de pico ou do valor eficaz da aceleração, for igual ou inferior aos limites apresentados na Tabela J.2, em função da ocupação do piso.

Tabela I2 – Critérios de aceitabilidade

Ocupação	Aceleração de pico limite (m/s ²)	Fator de resposta limite
escritórios	0,050	8
escolas ^a	0,050	8
área de circulação de público de centros comerciais (“mall”), de aeroportos, rodoviárias e assemelhados	0,150	24
centros comerciais e lojas em geral	0,050	8
residências e hotéis	0,050	8
hospitais - salas de atendimento, internação e apartamentos	0,025 a 0,050 ^b	4 a 8 ^b
hospitais - salas de cirurgia e laboratórios ^c	0,006 a 0,012 ^d	1 a 2 ^d

a) salas de aula e áreas comuns;
b) a ser avaliada conforme a sensibilidade dos pacientes; para locais onde são internados pacientes cuja condição ou tratamento conduz a uma maior sensibilidade a movimentos, utilizar o menor valor limite;
c) salas de cirurgia e laboratórios convencionais; para outras situações, como centros cirúrgicos especializados ou com equipamentos eletrônicos sensíveis e laboratórios de alta precisão, ver S.4;
d) a ser avaliada conforme o tipo de cirurgia e exames; salas de cirurgia e laboratórios onde são realizados procedimentos que requerem maior precisão, utilizar o menor valor limite.

/ANEXO I



Anexo J
(normativo)

Vibrações devidas ao vento

J.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.

J.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.

J.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.

/ANEXO J



Anexo K (normativo)

Durabilidade de componentes de aço frente à corrosão

K.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.

K.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



ABNT/CB-02-002125.003
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
FEVEREIRO 2022

- 4590 tais espécimes-padrão, e sobre o tratamento destes espécimes antes e após a exposição, deve ser seguida a ISO
 4591 9226.
- 4592 Nos casos mais comuns, não é prática (nem econômica) a alocação de espécimes-padrão no ambiente, podendo-
 4593 se estimar a categoria de corrosividade por simples analogia com os exemplos típicos fornecidos na Tabela L.1.
 4594 Os exemplos são ilustrativos, mas atendem a uma grande variedade de situações práticas.
- 4595 Para informações complementares, recomenda-se o uso das ISO 9223 e ISO 12944 (Partes 1 a 8), e ainda da
 4596 publicação citada na alínea a) de S.5.

4597 **Tabela K.1 — Categorias de corrosividade atmosférica e exemplos de ambientes**

Fator de influência Fator de influência Fator de influência	Shugdh#p dvvd#sr#xqldgh#gh# vxshui,flh2shugdh# gh#hvshvvxu-ds%v#p #bqr#gh#(srvtflr,#				H{hp sarv#gh#p elhqv#v#s#lrv#	
	Dir#edl(r#f#derqr#] hfr#		H{whulr#	Iqwhulr#
	Shugdh# gh# p dvvd# j2 ⁵ #	Shugdh# hvshvvxu d# up #	Shugdh# gh# p dvvd# j2 ⁵ #	Shugdh# hvshvvxu d# up #		
F4# Pxlr#edl{d#	B#13#	B#1/6#	B#3/:#	B#3/4#	G#	Hglifdt~hv# frqglfrqdgdv#sduh# frqinwr#xq dqr# +hv#qfblv/#v#f#s#v# andv/#v#f#v#/#v#v#
F5# Edl{d#	A43# 533#	A4/6#58#	A3/:#18#	A3/4#18/:#	Dvp rvhndv#Erp # edl{r#y#gh# sroclflr#p dln# sdv#p dv#undv#xudv#	Hglifdt~hv#rgh# frqghqvdtflr#s#rvy#h# frp r#up d}+qv#h# j#q#v#r#frehuv#
F6# P+g#	A533# 733#	A58#183#	A8#18#	A3/:#5/4#	Dvp rvhndv#uedqv# bgxwldv#Erp # sroclflr#p rghudg# sr#p#(gr#gh# hq{rih#undv# frwlnldv#gh#edl{d# vdd#bqgh#	Dp ehqv#bgxwldv# frp #d#p#bqgh# d#x#p#sroclflr# dvp rvi#ufd/#Erp r# dydgghv/#h#y#h#v# h#v#f#qlv#
F7# Dad#	A733# 983#	A83#183#	A48#183#	A5/4#18/5#	undv#bgxwldv# frwlnldv#Erp # vdd#bqgh#p rghudg#	Dp ehqv#Erp r# bg~wldv#x#p#f#dv# frehuv#h#s#v#f#qdv#
F8Q# Pxlr#d# +bgxwldv#	A983# 4833#	A;3#1833#	A63#183#	A7/5#18/7#	undv#bgxwldv#Erp # d#p#bqgh# dvp rvhndv#j#h#v#y#	Hglifdt~hv#x#undv#Erp # #frqghqvdtflr#x#dv# txh#shp d#ghv#Erp # d#sroclflr#
F8Q# Pxlr#d# p d#jkd#	A983# 4833#	A;3#1833#	A63#183#	A7/5#18/7#	undv#frwlnldv# riivkn#Erp #d# vdd#bqgh#	Hglifdt~hv#x#undv#Erp # frqghqvdtflr#x#dv#x# shp d#ghv# h#Erp #d#sroclflr#



4599 K.3 Escolha do sistema de proteção

4600 A escolha de um sistema adequado de proteção anticorrosiva não é uma tarefa simples, devido à grande
4601 diversidade de sistemas disponíveis e às condições em que vão ser aplicados. O principal fator determinante nessa
4602 escolha é o tipo de ambiente em que a estrutura se encontra, devendo-se levar em conta também a durabilidade,
4603 a aparência e a necessidade de se minimizarem manutenções futuras e custos.

4604 Orientações para a escolha do sistema de proteção podem ser obtidas nas alíneas a) e b) de S.5.

4605 Nas situações em que a estrutura não necessite de proteção anticorrosiva adicional (ver N.1), ou seja, que possa
4606 ser deixada sem pintura, o aço necessita apenas ser limpo de graxa e óleo, por meio de solventes, e de sujeira ou
4607 outros contaminantes por meio de escovação ou outros meios adequados após a fabricação da estrutura.

4608 K.4 Cuidados no projeto da estrutura

4609 K.4.1 Introdução

4610 Nesta subseção são tratados os critérios básicos de detalhes de projeto de estruturas metálicas, de modo a se evitar
4611 a corrosão prematura da estrutura, e fornecidos exemplos de detalhamentos apropriados, indicando como podem
4612 ser evitados problemas de aplicação, inspeção e manutenção de um sistema de pintura. Para informações
4613 complementares, recomenda-se o uso da ISO 12944-3.

4614 O projeto das estruturas de aço deve ser feito de modo a facilitar o preparo de superfície, a pintura, a inspeção e
4615 a manutenção. A forma de uma estrutura pode influenciar sua suscetibilidade à corrosão. Assim, as estruturas
4616 devem ser projetadas de modo a não permitir que a corrosão possa se estabelecer em locais específicos, mais
4617 suscetíveis ao ataque corrosivo e, a partir daí, se espalhar para outras partes da estrutura. Recomenda-se, desse
4618 modo, que os projetistas considerem o tipo de proteção anticorrosiva já no início do projeto.

4619 As estruturas destinadas à galvanização a quente devem ser projetadas de acordo com os requisitos das ISO 1461
4620 e ISO 14713.

4621 K.4.2 Acessibilidade

4622 Os componentes de aço devem ser projetados para acessibilidade, com a finalidade da aplicação, inspeção e
4623 manutenção do sistema de pintura. Isto pode ser facilitado, por exemplo, pela instalação de passarelas para
4624 vistoria e plataformas.

4625 Todas as superfícies da estrutura que serão pintadas devem ser visíveis e acessíveis por meios seguros. As pessoas
4626 envolvidas no preparo de superfície, pintura e inspeção devem estar aptas a se moverem de modo seguro por
4627 todas as partes da estrutura, em condições de boa iluminação.

4628 As superfícies que serão tratadas devem ser acessíveis para permitir ao operador espaço suficiente para o trabalho.

4629 Atenção especial deve ser dada para garantir o acesso em caixas e tanques. As aberturas devem ser de tamanho
4630 suficiente para garantir o acesso seguro para os operadores e seu equipamento, incluindo equipamentos de
4631 segurança. Adicionalmente, devem existir aberturas de ventilação suplementares com dimensões e em locais
4632 adequados, para permitir a aplicação do sistema de proteção escolhido.

4633 Componentes que estiverem sob risco de corrosão muito severa e forem inacessíveis após a montagem devem
4634 possuir um sistema de revestimento protetor efetivo por toda a vida útil da estrutura. Alternativamente, uma
4635 sobreespessura metálica pode ser considerada.

K.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.

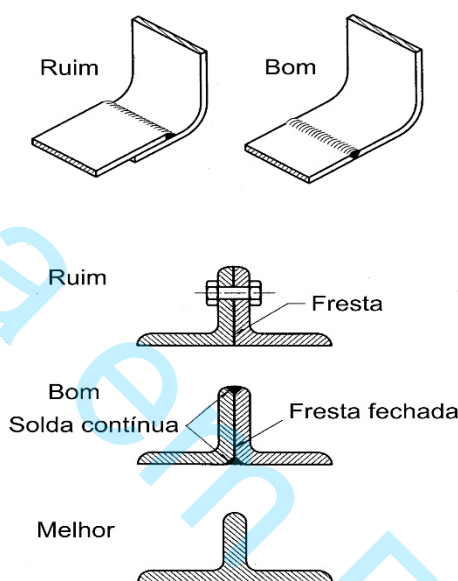


Figura N.1 — Tratamento de frestas

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).

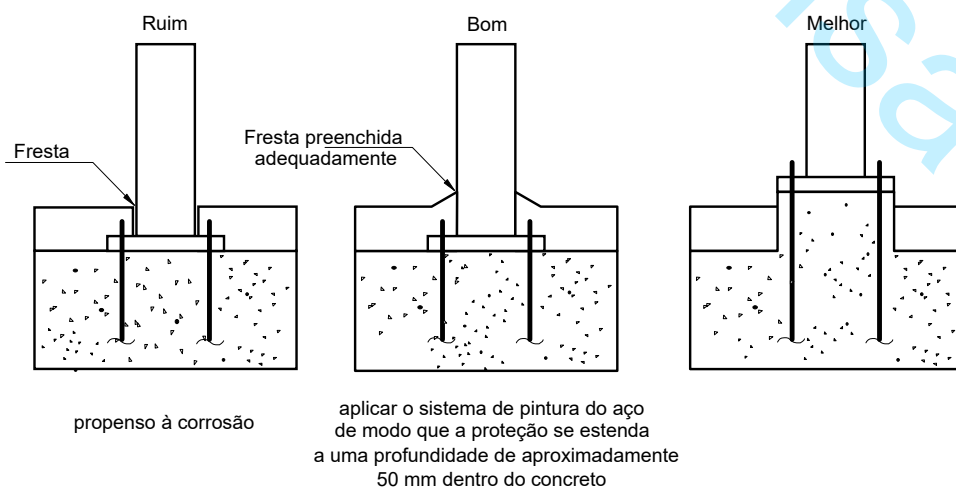


Figura N.2 — Transição entre aço e concreto

K.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.

A Figura N.3 apresenta exemplos para ilustrar algumas dessas precauções, não devendo ser entendidas como restrição ou recomendação dos detalhes.

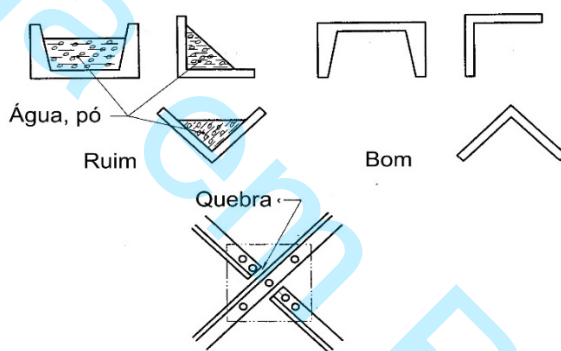


Figura N.3 – Posições para evitar pontos de acúmulo de água e sujeira

K.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.

K.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.



4682 Assim, cuidados devem ser tomados quando se unem componentes metálicos menos nobres (isto é,
4683 mais eletronegativos) a componentes metálicos mais nobres. Atenção particular deve ser dada onde
4684 componentes metálicos menos nobres possuam uma pequena área superficial em comparação com aquela dos
4685 componentes metálicos mais nobres. Não existe objeção ao uso, em condições menos severas, de parafusos (e
4686 porcas e arruelas) de pequena área superficial feitos com aços inoxidáveis em componentes feitos com ligas menos
4687 nobres.

4688 Se o projeto for tal que, em atmosferas agressivas, o acoplamento galvânico não possa ser evitado, o
4689 contato elétrico entre as superfícies deve ser desfeito, por exemplo, por meio da isolamento elétrica (uso de
4690 dielétricos, como polímeros orgânicos), ou ainda por meio da pintura das superfícies de ambas as ligas. Se
4691 somente for possível pintar uma das ligas adjacentes à junção, a pintura deve ser aplicada no componente mais
4692 nobre.

4693 Alternativamente, pode ser considerada a possibilidade de se utilizar proteção catódica.

/ANEXO K

Anexo L (normativo)

Vigas mistas de aço e concreto

L.1 Generalidades

L.1.1 Escopo e esclarecimentos

L.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 caixa 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.

L.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/t_f da mesa comprimida 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;

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 consequência dos requisitos anteriores);

i) para vigas mistas de alma cheia com aberturas na alma, ver o Anexo I.

L.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: $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$

- para o aço da fôrma de aço incorporada: $f_{yFd} = \frac{f_{yF}}{\gamma_{a1}}$

- para o concreto: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

- para o aço das barras de armadura: $f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s}$

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.

4762

4763 **L.1.2 Determinação dos deslocamentos**

4764 **L.1.2.1 Seção homogeneizada e efeitos de longa duração do concreto**

4765 As propriedades geométricas da seção mista devem ser obtidas por meio da homogeneização teórica da seção
4766 formada pelo componente de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva, dividindo essa largura pela
4767 razão modular $\alpha_E = E/E_c$, sendo E e E_c os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente,
4768 ignorando-se a participação do concreto na zona tracionada. A posição da linha neutra deve ser obtida admitindo
4769 distribuição de tensões linear na seção homogeneizada.

4770 Os efeitos de longa duração (fluência e retração do concreto) devem ser levados em conta utilizando-se a ABNT
4771 NBR 6118 para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, o
4772 Eurocode 2 Part 1-1 para concreto de baixa densidade. Estes efeitos podem também, simplificada, ser
4773 considerados multiplicando-se a razão modular por 3 para a determinação dos deslocamentos provenientes das
4774 ações permanentes e dos valores quase permanentes das ações variáveis.

4775 **L.1.2.2 Momento de inércia efetivo**

4776 **L.1.2.2.1** Nas vigas mistas de alma cheia, nas regiões de momentos positivos, o momento de inércia efetivo é
4777 dado por:

4778
$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} (I_{tr} - I_a)$$

4779 onde:

4780 I_a é o momento de inércia da seção do perfil de aço isolado;

4781 I_{tr} é o momento de inércia da seção mista homogeneizada, conforme L.1.2.1;

4782 $\sum Q_{Rd}$ e F_{hd} são definidos respectivamente em L.2.3.1.1.1 e L.2.3.1.1.2.

4783 Nas regiões de momentos negativos, nas vigas mistas contínuas e semicontínuas, o momento de inércia efetivo é
4784 dado pela seção transversal formada pelo perfil de aço mais a armadura longitudinal contida na largura efetiva
4785 da laje de concreto (ver L.2.2.2).

4786 **L.1.2.2.2** Nas treliças mistas, caso não se faça uma análise mais precisa, podem-se adotar as seguintes regras
4787 para obtenção do momento de inércia efetivo:

4788 a) para as ações atuantes antes de o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada,
4789 tomar o momento de inércia da seção formada pelas cordas inferior e superior da treliça de aço (I_{tr}), reduzido
4790 em 15% para levar em conta o efeito das deformações por cisalhamento, ou seja:

4791
$$I_{ef} = 0,85 I_{tr}$$

4792 b) para as ações atuantes após o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada,
4793 tomar o momento de inércia da seção mista homogeneizada, conforme L.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:

$$I_{ef} = I_{tm} - 0,15 I_{trel}$$

L.1.2.3 Deslocamentos

Para o cálculo dos deslocamentos, deve ser feita análise elástica, tomando-se os momentos de inércia efetivos como descrito em L.1.2.2.

Para aplicação da análise elástica é necessário comprovar que a tensão máxima causada pelas ações de serviço não ultrapasse a resistência ao escoamento do aço do perfil. No caso de vigas contínuas ou semicontínuas, também não deve ser ultrapassada a resistência ao escoamento do aço da armadura nas regiões de momentos negativos. A tensão atuante deve ser calculada com base nas propriedades elásticas da seção homogeneizada, conforme L.1.2.1, 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 L.2.3.1.2b).

Para as ligações mistas em vigas semicontínuas pode ser usada uma mola de rotação, representando a ligação, cuja rigidez, C_i , é dada em R.3.1, inserida no sistema conforme Figura M.1.

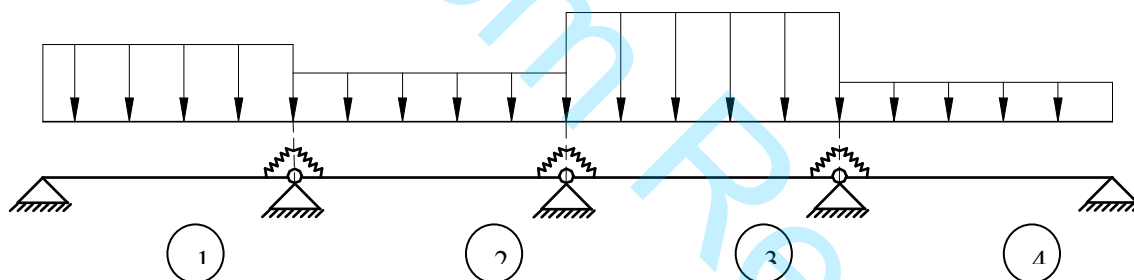


Figura L.1 - Sistema para análise elástica de vigas mistas de alma cheia

L.1.3 Armadura da laje

L.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.

L.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, as que forem aplicáveis. 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.

L.1.3.3 A armadura das lajes deve receber consideração especial para controlar fissuração, de acordo com as necessidades de projeto.

L.1.3.4 Armadura transversal à viga mista, denominada armadura de costura, A_s , deve ser disposta na laje para resistir aos esforços oriundos da transmissão do cisalhamento longitudinal, por meio dos conectores, entre o perfil de aço e o concreto. A força de cisalhamento longitudinal solicitante de cálculo da laje, por unidade de comprimento da viga, deve ser inferior ou igual à força de cisalhamento longitudinal resistente de cálculo da laje, por unidade de comprimento da viga, ou seja:

$$v_{sd} \leq v_{Rd}$$

onde

- na região de momento positivo

$$v_{sd} = \frac{n \sum Q_{m,Rd} - 0,85 f_{cd} A_{blc}}{L_m}$$

- na região de momento negativo

$$v_{sd} = \frac{n \sum Q_{m,Rd} - A_{long} f_{sd}}{L_m}$$

e

$$v_{Rd} = 0,6 \eta (A_{cv}/s) \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + (A_s/s) f_{sd} + 2(A_F/s) f_{yFd} \leq v_{Rd,max}$$

$$v_{Rd,max} = 0,2 \eta (A_{cv}/s) f_{cd} + 1,2(A_F/s) f_{yFd}$$

$\sum Q_{m,Rd}$ 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 ao invés de $\sum Q_{m,Rd}$);

$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3}$, com $f_{ctk,inf}$ e f_{ck} em megapascal;

A_{blc} é a área da seção transversal da região comprimida da laje, compreendida entre as seções de cisalhamento, conforme apresentada em **O.1.3.5 – ver Figura O.2**;

L_m é a distância entre as seções de momento máximo positivo e de momento nulo, nas regiões de momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo (nesse caso, no apoio) e de momento nulo, nas regiões de momento negativo;

A_{long} é a área da armadura longitudinal tracionada posicionada entre as seções de cisalhamento;

4850 $\eta = 0,3 + 0,7(\rho_c/2400)$, sendo ρ_c a massa específica do concreto, em quilogramas por metro cúbico, não
4851 podendo ser tomado valor superior a 2400 kg/m³;

4852 A_{cv}/s é a área de concreto da laje das seções de cisalhamento consideradas, por unidade de comprimento da
4853 viga, conforme apresentada em O.1.3.5 – ver Figura M.2;

4854 A_s/s é a área da armadura de costura, por unidade de comprimento da viga, que pode incluir qualquer armadura
4855 prevista para flexão da laje, disponíveis transversalmente às seções de cisalhamento da laje, devidamente
4856 ancoradas, conforme as exigências da ABNT NBR 6118 (ver Figura M.2);

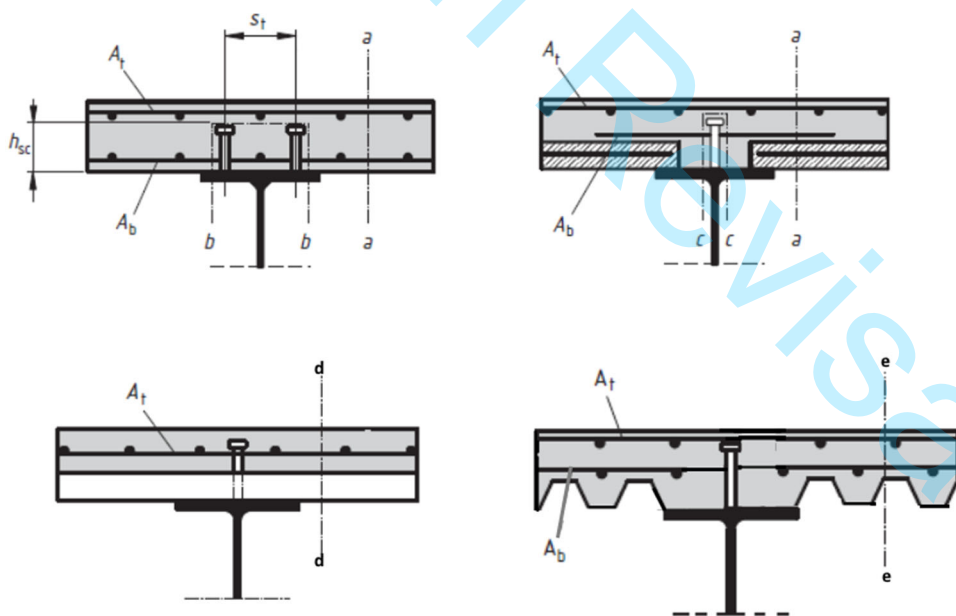
4857 A_F/s é a área da fôrma de aço incorporada nas seções de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso a fôrma
4858 seja contínua sobre a viga e as nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço; nas demais
4859 situações, $A_F = 0$;

4860 n é o fator de assimetria da largura efetiva da laje, dado por:

4861
$$n = \frac{2b_1}{b_1 + b_2}$$

4862 sendo b_1 a largura efetiva da laje de um lado do eixo longitudinal da viga e b_2 , a do outro lado, em que $b_1 \geq b_2$;

4863



4864

4865 **Figura L.2 — Superfícies típicas de falha por cisalhamento (alterar a quarta figura com a mísula a partir**
4866 **da borda da mesa superior DUPLICAR OS CORTES)**



4867 **L.1.3.5** A área de concreto da seção transversal da região comprimida da laje compreendida entre as seções de
4868 cisalhamento, A_{blc} , a área de concreto da laje das seções de cisalhamento consideradas, por unidade de
4869 comprimento da viga, A_{cv}/s , e a área da armadura de costura, por unidade de comprimento da viga, A_s/s , são
4870 dadas por:

4871 - nas seções a-a:

4872 $A_{blc} = b_{fs} t_c$

4873 $(A_{cv}/s) = 2t_c$

4874 $(A_s/s) = 2(A_b/s) + 2(A_t/s)$

4875 - nas seções b-b:

4876 $A_{blc} = (s_t + d_{ch}) h_{sc}$

4877 $(A_{cv}/s) = 2h_{sc} + (s_t + d_{ch})$

4878 $(A_s/s) = 2(A_b/s)$

4879 - nas seções c-c:

4880 $A_{blc} = d_{ch} h_{sc}$

4881 $(A_{cv}/s) = 2h_{sc} + d_{ch}$

4882 $(A_s/s) = 2(A_b/s)$

4883 - nas seções d-d:

4884 $A_{blc} = b_{fs} t_c$

4885 $(A_{cv}/s) = 2t_c$

4886 $(A_s/s) = 2(A_t/s)$

4887 - nas seções e-e: a serem determinadas em cada caso; simplificada, podem ser tomadas iguais a:

4888 $A_{blc} = b_{fs} t_c$

4889 $(A_{cv}/s) = 2t_c$

4890 $(A_s/s) = 2(A_b/s) + 2(A_t/s)$

4891 onde:

4892 t_c é a espessura da laje; para lajes com forma de aço incorporada, é a espessura da laje acima da forma;

4893 s_t é o espaçamento transversal dos conectores;

4894 d_{ch} é o diâmetro da cabeça do conector, que pode ser tomado igual a 1,6 vezes o diâmetro do conector;

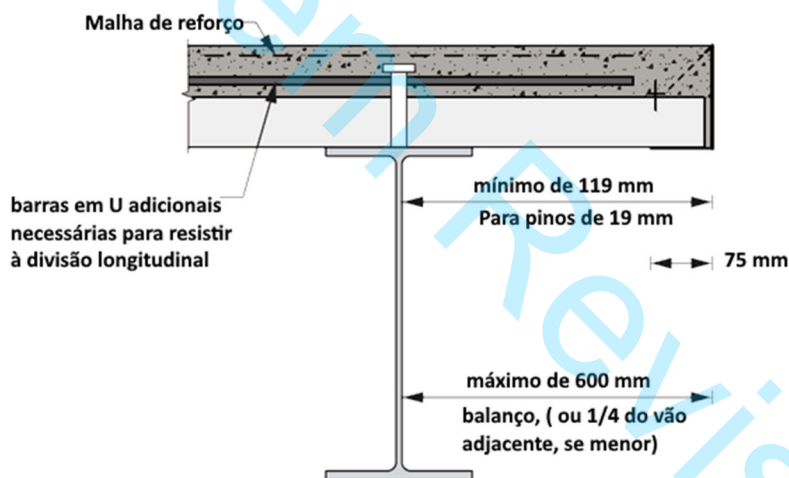
4895 h_{sc} é o comprimento do conector;

4896 b_{fs} é a largura da mesa superior do perfil de aço;

4897 Para conectores em perfil U (ou outros tipos de conectores), devem-se fazer as adaptações necessárias nas
4898 expressões de cálculo.

4899 **L.1.3.6** A armadura de costura deve ser espaçada ao longo do comprimento L_m , o mais próximo possível da
4900 distribuição dos conectores. A área da seção dessa armadura, em cada seção de cisalhamento, não pode ser
4901 inferior a 0,2% da área de cisalhamento do concreto (igual a $t_c L_m$, nas seções a-a e e-e na Figura O.2), no caso
4902 de lajes maciças ou de lajes mistas com nervuras longitudinais ao perfil de aço, e 0,1%, no caso de lajes mistas
4903 com nervuras transversais (igual a $t_c L_m$, na seção d-d na Figura O.2).

4904 **L.1.3.6** Nos casos em que a distância da borda de uma laje em balanço ao eixo do conector mais próximo a ela
4905 for inferior a 300 mm (essa distância não pode ser inferior a 6 vezes o diâmetro do conector de cisalhamento tipo
4906 pino com cabeça ou a duas vezes o comprimento do conector em perfil U), deve-se colocar armadura em laço em
4907 volta dos conectores de cisalhamento, devidamente ancorada, conforme as exigências da ABNT NBR 6118 (ou,
4908 no caso de se utilizar concreto de baixa densidade, conforme as prescrições do Eurocode 2 Part 1-1) – ver Figura
4909 O.3. Essa armadura deve ser calculada para uma força de tração igual a 50% da força resistente de cálculo dos
4910 conectores envolvidos pelo laço.



4911

4912 **Figura L.3 – Detalhe da colocação da armadura em laço (colocar vista superior)**

4913 **L.2 Verificação ao momento fletor**

4914 **L.2.1 Aplicabilidade**

4915 Esta subseção é aplicável às vigas mistas construídas com ou sem escoramento provisório, em que as larguras
4916 efetivas da laje de concreto nas regiões de momento positivo e de momento negativo possam ser consideradas
4917 constantes em cada uma delas, respectivamente.

L.2.2 Largura efetiva

L.2.2.1 Vigas mistas biapoiadas

A largura efetiva da laje de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios;
- metade da distância entre a linha de eixo longitudinal da viga analisada e a linha de eixo longitudinal da viga adjacente;
- distância da linha de eixo longitudinal da viga à borda de uma laje em balanço.

L.2.2.2 Vigas mistas contínuas e semicontínuas

As larguras efetivas podem ser determinadas conforme L.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 L.4):

d) nas regiões de momento positivo:

- 4/5 da distância entre apoios, para vãos extremos;
- 7/10 da distância entre apoios, para vãos internos;

e) nas regiões de momento negativo:

- 1/4 da soma dos vãos adjacentes.

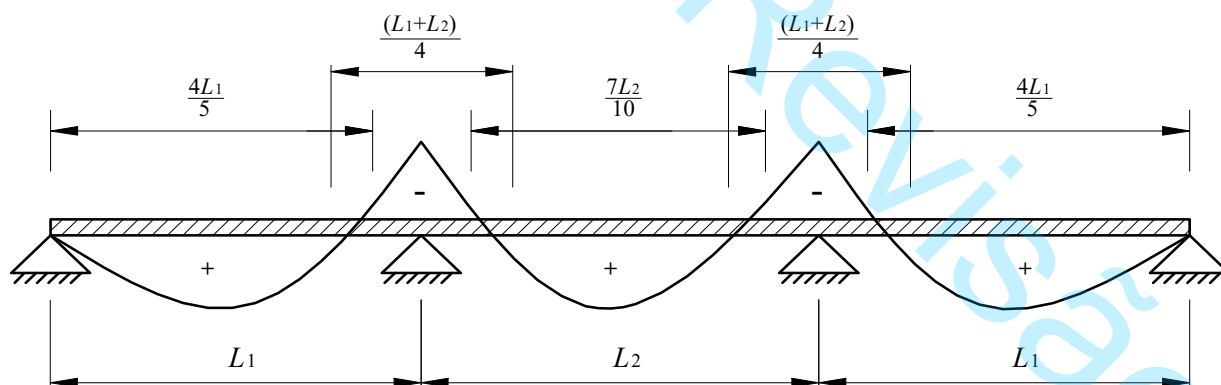


Figura L.4 — Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua ou semicontínua

L.2.2.3 Viga mista em balanço e trecho em balanço de viga mista

L.2.2.3.1 Nas vigas mistas em balanço, a largura efetiva pode ser determinada conforme L.2.2.1, tomando-se como vão da viga mista o comprimento do balanço.

L.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 L.2.2.1, tomando-se como vão da viga mista o comprimento do balanço somado ao comprimento real da região de momento negativo adjacente.

L.2.3 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivos

L.2.3.1 Construção escorada

L.2.3.1.1 Vigas mistas de alma cheia com $h/t_w \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$ e treliças mistas

L.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 L.5 a L.7). O coeficiente 0,85, de f_{ck} , corresponde preponderantemente aos efeitos de longa duração (efeito Rüschi). 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.

- viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto (Figura O.5), isto é:

$$\sum Q_{Rd} \geq A_a f_{yd}$$

$$0,85 f_{cd} b t_c \geq A_a f_{yd}$$

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.5), 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:

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b t_c$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_{yd} - C_{cd})$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad}$$

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:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$$

c) viga mista de alma cheia com interação parcial (Figura 0.6), isto é:

$$\sum Q_{Rd} < A_a f_{yd}$$

$$\text{e}$$
$$\sum Q_{Rd} < 0,85 f_{cd} b t_c$$

Ocorrendo essas condições e atendido também L.2.3.1.1.2, tem-se $C_{cd} = \sum Q_{Rd}$ e, para a determinação de C_{ad} , T_{ad} e y_p , são válidas as expressões dadas em L.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 L.7):



$$\sum Q_{Rd} \geq A_{bi} f_{yd}$$

$$0,85 f_{cd} b t_c \geq A_{bi} f_{yd}$$

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;

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 L.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, $h_F = 0$);



- 5012 d é a altura total do perfil de aço;
- 5013 h_w é a altura da alma, tomada como a distância entre faces internas das mesas;
- 5014 t_w é a espessura da alma;
- 5015 d_1 é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;
- 5016 d_2 é a distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista;
- 5017 y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil;
- 5018 y_t é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;
- 5019 y_p é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;
- 5020 t_f é a espessura da mesa superior do perfil de aço.
- 5021 **L.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
- 5022 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
- 5023 pode ser inferior a:
- 5024
$$\eta_i = c_p c_r^2 \eta_0 \geq \eta_{lim} \quad (\eta_i \leq 1,0)$$
- 5025 onde
- 5026 η_0 é o grau de interação básico, dado por:
- 5027
$$\eta_0 = 1 - \frac{E}{580 f_y} [0,75 - 0,45 \rho - (0,030 - 0,015 \rho) L_e]$$
- 5028 ρ é o parâmetro de assimetria do perfil de aço, dado por:
- 5029
$$\rho = \frac{1}{2} \left(\frac{A_{fb}}{A_{ft}} - 1 \right)$$
- 5030 L_e é o comprimento do trecho de momento positivo (distância entre pontos de momento nulo), em metros,
- 5031 podendo ser tomado como em M.2.2.2 nas vigas contínuas e semicontínuas;
- 5032 A_{fb} e A_{ft} são as áreas da mesa inferior e superior do perfil de aço, respectivamente; A_{fb} não poderá superar três
- 5033 vezes A_{ft} ;
- 5034 c_p é um coeficiente relativo ao tipo de construção da viga mista, devendo ser tomado igual a 0,85 para construção
- 5035 não escorada e a 1,0 para construção escorada;
- 5036 c_r é um coeficiente relativo ao grau de utilização da viga, dado por:

$$c_r = \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \geq 0,7$$

η_{lim} é o grau de interação limite inferior, dado por:

$$\eta_{lim} = 0,4c_r(1 + 0,8\rho)$$

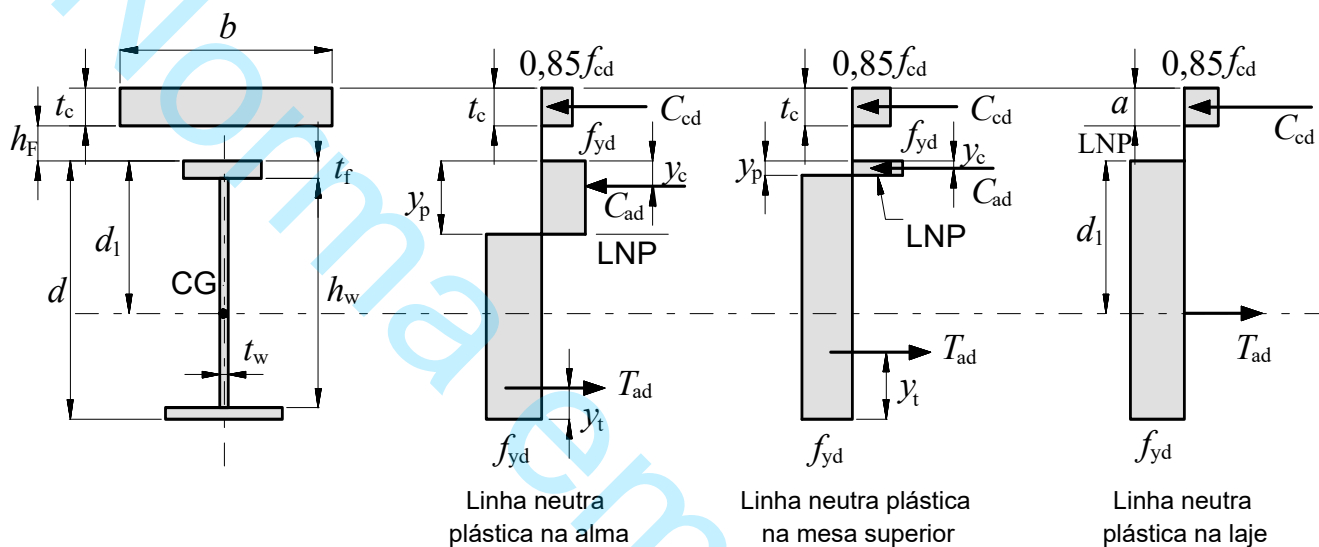


Figura L.5 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo
($h/t_w \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$ e interação completa)

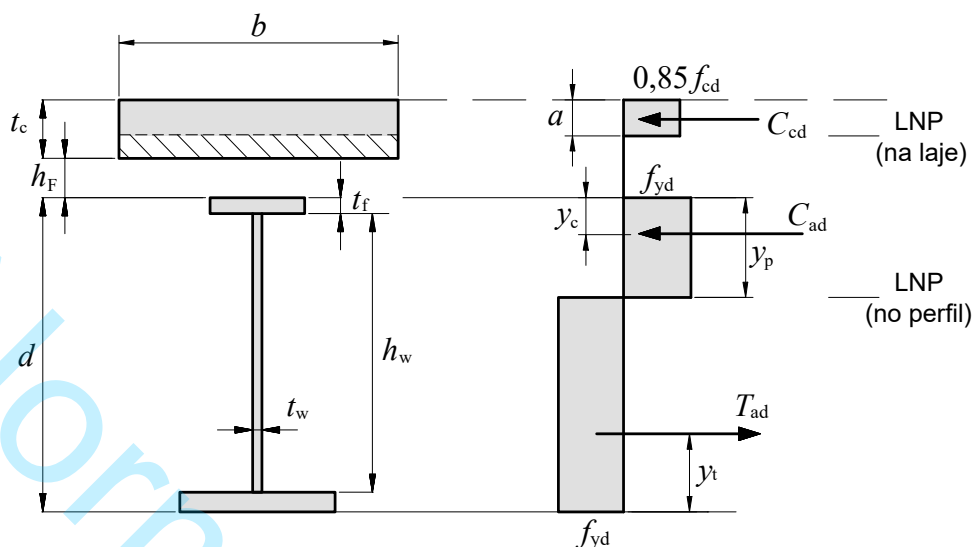


Figura L.6 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo
($h/t_w \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$ e interação parcial)

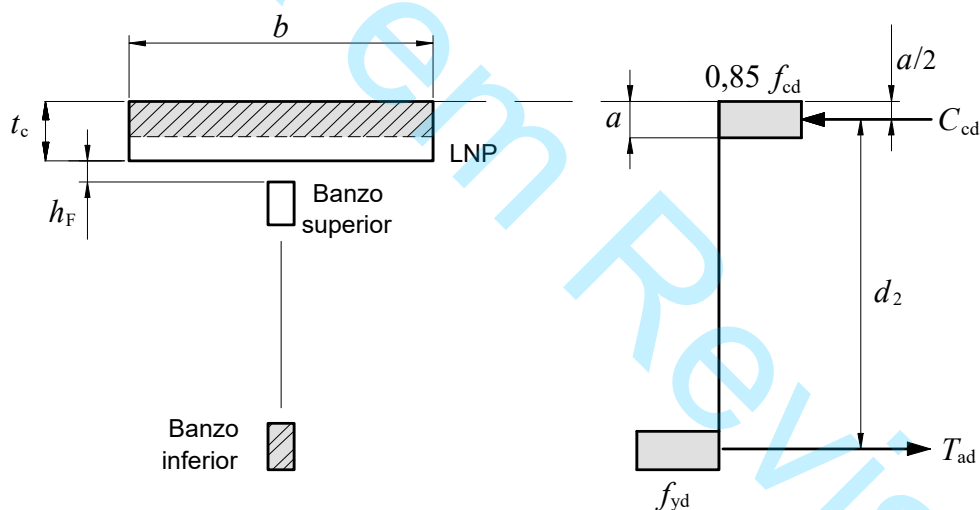


Figura L.7 - Distribuição de tensões em treliças mistas (interação completa)

L.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 0.1.2.1. 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 L.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;

$(W_{tr})_i$ é o módulo de resistência elástico inferior da seção mista homogeneizada, conforme L.1.2.1;

$(W_{tr})_s$ é o módulo de resistência elástico superior da seção mista homogeneizada, conforme L.1.2.1;

W_a é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço.

L.2.3.2 Construção não-escorada

Além da verificação como viga mista, conforme L.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 $0,75 f_{ck}$. As vigas que suportam diretamente uma laje mista de aço e concreto, calculada conforme as exigências desta Norma, podem ser consideradas lateralmente contidas, não sendo necessário verificar o estado limite de instabilidade lateral com torção. As vigas que recebem diretamente outros tipos de laje devem ser dimensionadas, para o estado limite de instabilidade lateral com torção, como destravadas lateralmente, a menos que se utilizem outros meios de contenção lateral;

b) nas vigas mistas de alma cheia biapoçadas com $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$, deve-se ter na mesa inferior da seção mais solicitada:

$$\left(\frac{M_{Ga,S}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,S}}{W_{ef}}\right) \leq f_y$$



onde:

$M_{Ga,S}$ e $M_{L,S}$ são os momentos flettores solicitantes nominais, usando-se as combinações raras de serviço, para ações aplicadas, respectivamente, antes e depois da resistência do concreto atingir $0,75 f_{ck}$;

W_a e W_{ef} são calculados conforme L.2.3.1.2.

c) 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 flettores solicitantes de cálculo, usando-se combinações últimas normais, para ações aplicadas, respectivamente, antes e depois da resistência do concreto atingir $0,75 f_{ck}$.

L.2.4 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos negativos

L.2.4.1 Resistência da seção transversal

L.2.4.1.1 Na região de momento negativo, a seção transversal de vigas mistas contínuas e semicontínuas fica reduzida ao perfil de aço e à seção da armadura longitudinal existente na largura efetiva da laje de concreto. É necessário que haja interação completa a momento negativo, ou seja, que se tenha um número de conectores de cisalhamento suficiente para resistir aos esforços horizontais entre o perfil de aço e a laje de concreto, de acordo com M.2.4.3.

São previstos apenas os casos em que o perfil de aço seja compacto, ou seja:

e) a relação entre largura e espessura da mesa comprimida, b/t_f , seja inferior ou igual a $0,38 \sqrt{E/f_y}$;

c) a 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, h_p/t_w , seja inferior ou igual a $3,76 \sqrt{E/f_y}$, com posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo.

L.2.4.1.2 A força resistente de tração de cálculo (T_{ds}) nas barras da armadura longitudinal deve ser tomada igual a:

$$T_{ds} = A_{sB} f_{sd}$$

onde A_{sB} é a área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto.

L.2.4.1.3 O momento fletor resistente de cálculo (Figura L.8) é dado por:

$$M_{Rd}^- = T_{ds} d_3 + A_{at} f_{yd} d_4 + A_{ac} f_{yd} d_5$$

5113 onde:

5114 A_{at} é a área tracionada da seção do perfil de aço;

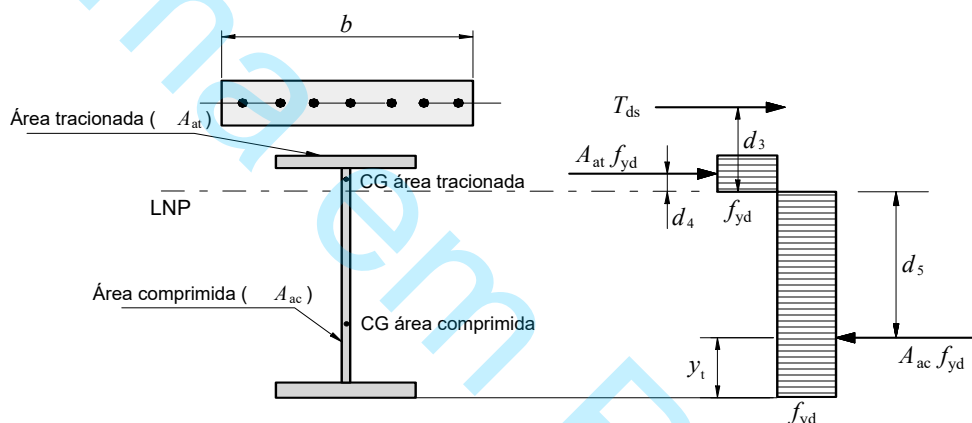
5115 A_{ac} é a área comprimida da seção do perfil de aço;

5116 d_3 é a distância do centro geométrico da armadura longitudinal à LNP;

5117 d_4 é a distância da força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil de aço,
5118 à LNP;

5119 d_5 é a distância da força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil
5120 de aço, à LNP.

5121



5122

5123 **Figura L.8 — Distribuição de tensões para momento fletor negativo**

5124

5125 L.2.4.2 Considerações adicionais para as vigas semicontínuas

5126 Caso seja feita análise elástica, deve-se assegurar que o momento fletor solicitante de cálculo na região de
5127 momentos negativos, M_{Sd} , seja inferior ou igual ao momento fletor resistente de cálculo da ligação mista, e
5128 inferior ou igual a $M_{dist, Rd}$ (ver M.2.5.1). Caso seja feita análise rígido-plástica (ver 4.9.2 e 4.10), somente para
5129 efeito de L.2.5, deve-se tomar para M_{Sd} o valor do momento fletor resistente de cálculo da ligação mista, conforme
5130 Anexo R, multiplicado pelo coeficiente de ajustamento γ_n , tomado igual a 1,55, se for desprezada a contribuição
5131 da ligação da alma da viga apoiada para a resistência a momento da ligação mista, conforme R.2.5.1; caso
5132 contrário, o valor de γ_n pode ser tomado igual a 1,15. Não é necessário tomar para M_{Sd} valores superiores a M_{Rd}
5133 , dado por L.2.4.1.3.

5134 L.2.4.3 Número de conectores

5135 O número de conectores, n , necessário para desenvolver as forças na região de momento negativo, deve ser tal
5136 que

5137

$$\sum Q_{Rd} \geq T_{ds}$$

5138 onde T_{ds} é dado em L.2.4.1.2 e Q_{Rd} é a força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento conforme
5139 0.4.3.

5140 L.2.5 Verificação da instabilidade lateral com distorção da seção transversal

5141 L.2.5.1 Deve-se assegurar que não ocorrerá instabilidade lateral com distorção da seção transversal da viga
5142 mista em decorrência dos momentos negativos. Para isso, deve ser atendida a seguinte condição:

$$5143 M_{Sd}^- \leq M_{dist,Rd}^-$$

5144 onde:

5145 M_{Sd}^- é o momento fletor solicitante de cálculo na região de momentos negativos;

5146 $M_{dist,Rd}^-$ é o momento fletor resistente de cálculo na região de momentos negativos, para o estado-limite de
5147 instabilidade lateral com distorção da seção transversal, determinado conforme L.2.5.2.

5148 L.2.5.2 O momento fletor resistente de cálculo na região de momentos negativos para instabilidade lateral
5149 com distorção da seção transversal das vigas mistas contínuas e semicontínuas é dado por:

$$5150 M_{dist,Rd}^- = \chi_{dist} M_{Rd}^-$$

5151 onde:

5152 M_{Rd}^- é o momento fletor resistente de cálculo da seção transversal, dado em L.2.4.1.3;

5153 χ_{dist} é o fator de redução para instabilidade lateral com distorção da seção transversal, obtido da curva de
5154 resistência à compressão fornecida em 5.3.3, em função do parâmetro de esbeltez λ_{dist} dado por (ver método
5155 alternativo simplificado para perfis de aço duplamente simétricos em L.2.5.6):

$$5156 \lambda_{dist} = \sqrt{\frac{M_{Rk}^-}{M_{cr}}}$$

5157 Nesta última expressão:

5158 a) M_{Rk}^- é o momento fletor resistente característico na região de momentos negativos, obtido conforme
5159 0.2.4.1, mas tomando todos os coeficientes de ponderação da resistência iguais a 1,00;

5160 b) M_{cr} é o momento crítico elástico na região de momentos negativos, dado em L.2.5.3.

5161 Se λ_{dist} não superar 0,4, pode-se tomar χ_{dist} igual a 1,00.

5162 L.2.5.3 O momento crítico elástico M_{cr} , no caso de existirem duas ou mais vigas paralelas (Figura L.9), ligadas
5163 à mesma laje de concreto, pode ser dado por:

$$M_{cr} = \alpha_g \frac{C_{dist}}{L} \sqrt{\left(GJ + \frac{k_r L^2}{\pi^2} \right) E I_{af,y}}$$

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 L.8);

C_{dist} é um coeficiente que depende da distribuição de momentos fletores no comprimento L , dado nas Tabelas L.1 e L.2 para vigas contínuas e nas Tabelas L.2 e L.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 L.2.5.4;

α_g é um fator relacionado à geometria da seção transversal da viga mista, dado em L.2.5.5.

Nos demais casos, o momento crítico elástico deve ser obtido por análise de estabilidade.

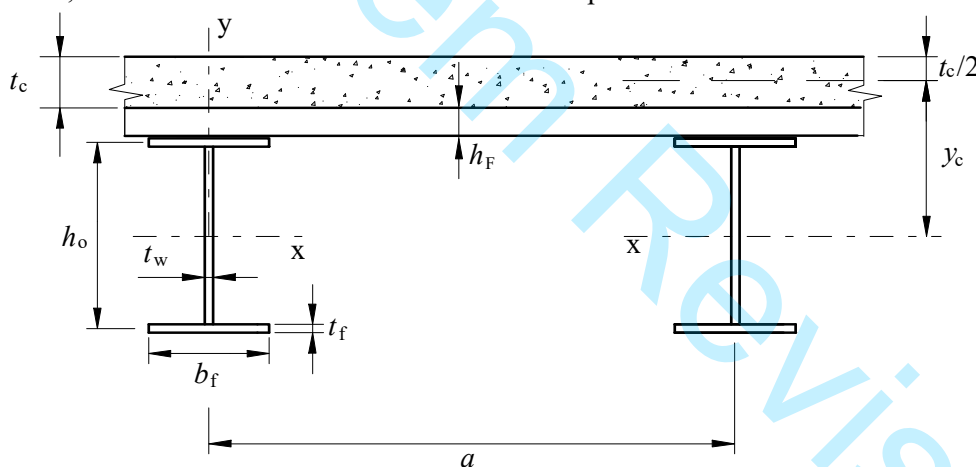
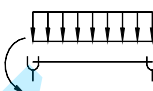
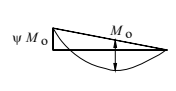
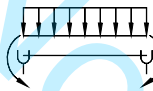
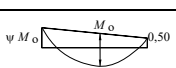
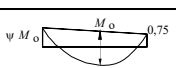
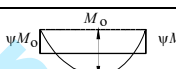
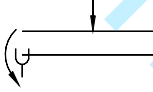
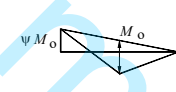
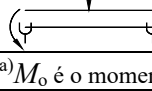



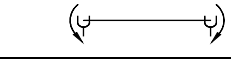
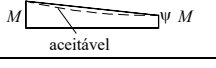
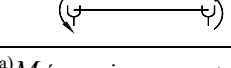
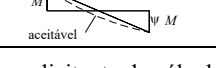
Figura L.9 — Vigas paralelas

Tabela L.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.

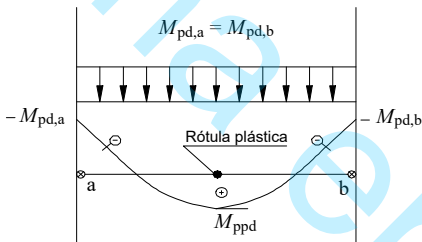
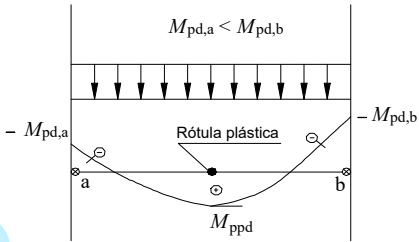
Tabela L.2 — Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas e semicontínuas sem carregamento no comprimento L

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.

Tabela L.3 — Coeficiente C_{dist} para vigas semicontínuas submetidas a carregamento uniformemente distribuído no comprimento L

$\psi_1 = M_{pd,b}/M_{ppd}^{a)}$	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	0,1
$\psi_2 = M_{pd,a}/M_{pd,b}^{a)}$						
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.

L.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:

5198

$$k_2 = \frac{Et_w^3}{4h_o(1-\nu_a^2)}$$

5199 Nas expressões de k_1 e k_2 (Figura L.9):

5200 α é igual a 2 para vigas de borda, com ou sem balanço, e 3 para vigas internas (para vigas internas com
5201 quatro ou mais vigas similares, pode-se adotar α igual a 4);

5202 $(EI)_2$ é a rigidez à flexão da seção mista homogeneizada da laje (desprezando o concreto tracionado e, no caso
5203 de laje com pré-laje de concreto, a espessura desta última) por unidade de comprimento da viga, tomada como
5204 o menor valor, considerando o meio do vão da laje, para momento positivo, e um apoio interno da laje, para
5205 momento negativo;

5206 a é a distância entre as vigas;

5207 t_w é a espessura da alma do perfil de aço;

5208 h_o é a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil do aço;

5209 ν_a é o coeficiente de Poisson do aço.

5210 **L.2.5.5** O fator α_g é dado por:

5211 a) quando o perfil de aço é duplamente simétrico:

5212

5213

$$\alpha_g = \frac{\left(\frac{h_o I_x}{I_{ax}} \right)}{\left(\frac{h_o^2}{4} + \frac{(I_{ax} + I_{ay})}{A_a} \right) + h_o} e$$

5214 b) quando o perfil de aço é simétrico apenas em relação ao eixo situado no plano de flexão:

5215

5216

$$\alpha_g = \frac{\left(\frac{h_o I_x}{I_{ax}} \right)}{(y_f - y_s)^2 + \frac{(I_{ax} + I_{ay})}{A_a}} + 2(y_f - y_j) e$$

5217 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.9 – 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 M.8);

I_{ax} e I_{ay} são os momentos de inércia da seção de aço com relação a seus eixos baricêntricos;

A_a é a área 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;

$$y_f = \frac{h_o I_{afy}}{I_{ay}}$$

$$y_j = y_s - \int_{A_a} \frac{y(x^2 + y^2) dA}{2I_{ax}}; \text{ quando } I_{afy} > 0,5 I_{ay}, \text{ pode-se tomar } y_j = 0,40 h_o \left(2 \frac{I_{afy}}{I_{ay}} - 1 \right)$$

L.2.5.6 Os cálculos podem ser simplificados para seções duplamente simétricas, determinando-se, conservadoramente, λ_{dist} pela seguinte expressão:

$$\lambda_{dist} = 5,0 \left(1 + \frac{t_w h_o}{4 b_f t_f} \right) \left[\left(\frac{f_y}{E C_{dist}} \right)^2 \left(\frac{h_o}{t_w} \right)^3 \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{0,25}$$

L.2.6 Disposições para lajes de concreto com fôrma de aço incorporada

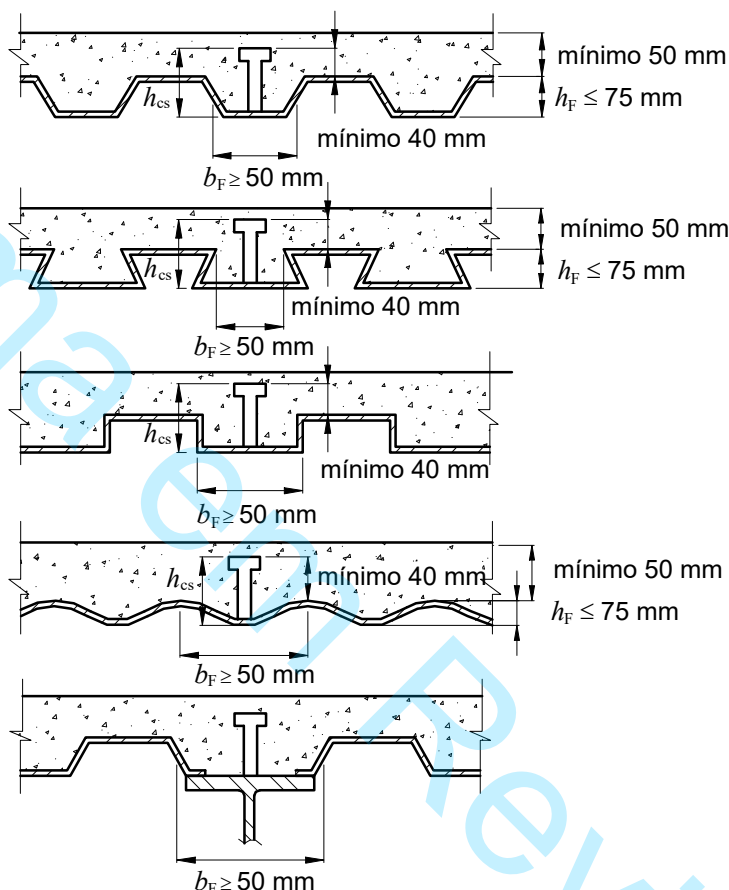
L.2.6.1 Limitações

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 L10):

f) altura h_F das nervuras da fôrma de aço igual ou inferior a 75 mm;

g) 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 L.2.6.3b) e L.2.6.3c) para outras limitações);

- 5241 d) laje de concreto ligada ao perfil de aço por conectores tipo pino com cabeça, de diâmetro igual ou inferior a
5242 19 mm. Os conectores podem ser soldados ao perfil de aço através da fôrma ou diretamente, fazendo-se furos
5243 na fôrma – ver L.4.1;
- 5244 e) projeção dos conectores acima do topo da fôrma, depois de instalados, igual ou superior a 40 mm;
- 5245 f) cobrimento de concreto acima do topo da fôrma de aço igual ou superior a 50 mm.



5246

5247

Figura L.10 — Lajes de concreto com fôrma de aço incorporada

5248 L.2.6.2 Fôrmas com nervuras perpendiculares ao perfil de aço

5249 Nas fôrmas com nervuras perpendiculares ao perfil de aço, aplicam-se as seguintes regras:

- 5250 a) nos cálculos necessários para determinar a capacidade resistente da seção, o concreto situado abaixo do topo
5251 da fôrma de aço deve ser desprezado;
- 5252 b) para evitar o arrancamento, as fôrmas de aço devem ser ancoradas no perfil de aço das vigas dimensionadas
5253 como mistas a intervalos não superiores a 450 mm, utilizando-se apenas os conectores tipo pino com cabeça,
5254 combinação destes com soldas tipo bujão ou outros meios equivalentes.



5255 **L.2.6.3 Fôrmas com nervuras paralelas ao perfil de aço**

5256 Nas fôrmas com nervuras paralelas ao perfil de aço, aplicam-se as seguintes regras:

- 5257 c) o concreto situado abaixo do topo da fôrma de aço pode ser incluído na determinação das propriedades da
5258 seção mista, desde que totalmente situado na zona comprimida e que as expressões dadas em L.2.3 sejam
5259 corrigidas adequadamente para se levar em conta a nova geometria da laje;
- 5260 d) as fôrmas de aço podem ser interrompidas sobre a mesa superior do perfil de aço, de modo a se obter uma
5261 mísula de concreto sobre a mesa. Nesse caso, as fôrmas devem ser adequadamente ligadas ao perfil por meio
5262 de conectores, soldas tipo bujão ou outros meios equivalentes;
- 5263 e) quando a altura nominal da nervura h_F for igual ou superior a 40 mm, a largura média da nervura b_F ou mísula
5264 sobre o perfil de aço não pode ser inferior a 50 mm, quando houver apenas um pino na seção transversal. Para
5265 cada pino adicional, essa largura deve ser acrescida de 4 vezes o diâmetro do pino.

5266 **L.2.7 Disposições para lajes com pré-laje de concreto**

5267 Para uma viga mista com laje de concreto moldada no local sobre pré-laje de concreto pré-moldada, as prescrições
5268 desta Norma aplicam-se caso:

- 5269 h) a pré-laje tenha espessura máxima de 75 mm, medida a partir da face superior do perfil de aço;
- 5270 i) os conectores de cisalhamento tenham:
- 5271 - uma altura que ultrapasse a face superior da pré-laje e que permita que sua cabeça fique toda acima da
5272 armadura de costura da laje;
 - 5273 - em toda a altura, cobrimento lateral de concreto moldado no local de pelo menos 20 mm; com isso a largura
5274 da viga deve ser, no mínimo, igual ao valor da espessura da pré-laje somada ao diâmetro do conector mais
5275 40 mm, ou igual a 140 mm, o que for maior.

5276 **L.3 Verificação à força cortante**

5277 **O.3.1** A força cortante resistente de cálculo de vigas mistas de alma cheia deve ser determinada considerando-se
5278 apenas a resistência do perfil de aço, de acordo com 5.4.3. Deve-se ter:

5279
$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

5280 **O.3.2** Nas treliças mistas, a força cortante deve ser resistida por diagonais e montantes, que devem ser
5281 dimensionados de acordo com 5.2 ou 5.3, o que for aplicável.

5282 **L.4 Conectores de cisalhamento**

5283 **L.4.1 Generalidades**

5284 Esta subseção é aplicável a conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça e perfil U laminado ou formado
5285 a frio conforme a ABNT NBR14762. Esses conectores devem ficar completamente embutidos no concreto da
5286 laje, com cobrimento superior mínimo de 10 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. A solda através da fôrma não é pré-qualificada pela AWS D1.1, sendo necessário fazer sua qualificação para cada obra, para garantir a fusão completa do conector com o perfil e, consequentemente, a força resistente de cálculo considerada em projeto – ver AWS D1.1 para mais informações.

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 vezes a força resistente de cálculo do conector, dada em M.4.2.2. Essa solda deve obedecer aos requisitos desta Norma ou da ABNT NBR14762, a que for aplicável.

L.4.2 Força resistente de cálculo de conectores

L.4.2.1 Pinos com cabeça

L.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

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$$

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.

L.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.10);

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.10);

c) 0,70, para três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

L.4.2.1.3 Deve-se tomar para o coeficiente R_p os seguintes valores:

a) 0,75, 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 L.11 (exemplificando, no sentido do momento máximo para uma viga simplesmente apoiada).

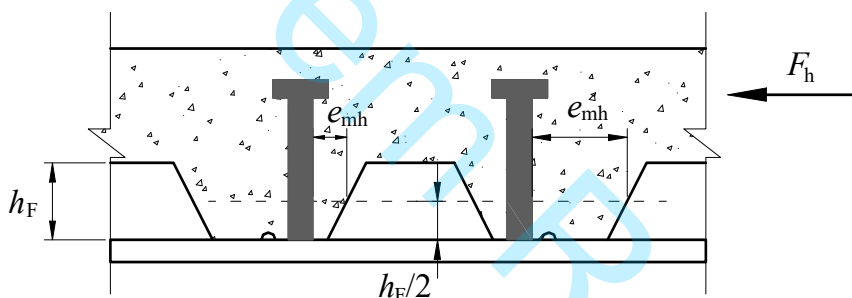


Figura L.11 — Ilustração do valor a ser tomado para e_{mh}

L.4.2.2 Perfil U laminado ou formado a frio

L.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.

5344 **L.4.2.2.2** A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento de perfil U formado a frio deve ser
5345 determinada como em L.4.2.2.1, tomando-se as espessuras da mesa e da alma iguais à espessura da chapa do
5346 conector, que não pode ser inferior a 4,75 mm (cuidados especiais devem ser tomados para se evitar o
5347 aparecimento de trincas na região das dobras da chapa para formação do conector; recomenda-se que o raio
5348 interno de dobra não seja inferior a 2 vezes a espessura da chapa). A altura da seção transversal não pode ser
5349 inferior a 75 mm ou 12,5 vezes sua espessura, a que for maior. A largura da mesa não pode ser inferior a 6 vezes
5350 a espessura da chapa ou 40 mm, a que for maior.

5351 **L.4.2.2.3** Os perfis U devem ser instalados com uma das mesas assentando sobre o perfil de aço e com o plano
5352 da alma perpendicular ao eixo longitudinal desse perfil.

5353 **L.4.3 Localização e espaçamento de conectores de cisalhamento**

5354 **L.4.3.1** Na região de momento positivo, os conectores de cisalhamento, colocados de cada lado da seção de
5355 momento fletor máximo, cuja quantidade é especificada em L.2.3, podem ser uniformemente espaçados entre
5356 essa seção e as seções adjacentes de momento fletor nulo, exceto nas regiões entre qualquer seção crítica e a
5357 seção de momento fletor nulo mais próxima, onde o número de conectores necessários não pode ser inferior a n_p ,
5358 dado por:

5359
$$n_p = n \left(\frac{M_{p,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{Sd} - M_{a,Rd}} \right)$$

5360 onde:

5361 $M_{p,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo na seção crítica;

5362 $M_{a,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo do perfil de aço, para o estado-limite FLA, conforme 5.4;

5363 M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo máximo;

5364 n é o número de conectores de cisalhamento a serem colocados entre a seção de momento fletor positivo
5365 solicitante de cálculo máximo e as seções adjacentes de momento fletor nulo.

5366 Uma seção crítica, para efeito deste item, é definida como:

5367 - uma seção com carga concentrada;

5368 - uma seção com mudança da seção transversal do perfil de aço;

5369 A expressão de n_p deve ser ajustada adequadamente quando a resistência do conector não for constante (ver os
5370 valores de R_g e R_p , respectivamente em L.4.2.1.2 e L.4.2.1.3).

5371 **L.4.3.2** Na região de momento negativo, os conectores, cuja quantidade é especificada em L.2.4.3, devem ser
5372 preferencialmente colocados entre a seção de momento fletor negativo máximo (nesse caso, no apoio) e a seção
5373 de momento fletor nulo, e podem ser distribuídos uniformemente. Entretanto, caso não possam ser colocados
5374 apenas na região de momento negativo, podem ser posicionados também em parte da região de momento positivo
5375 adjacente, desde que o momento fletor resistente de cálculo do perfil de aço seja de pelo menos 40% do momento
5376 fletor resistente positivo de cálculo da viga mista e a armadura a momento negativo seja ancorada, conforme as
5377 prescrições da ABNT NBR 6118 (caso seja usado concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira



5378 aplicável, devem ser seguidas as prescrições do Eurocode 2 Part 1-1), a partir do conector mais afastado da seção
5379 de momento máximo negativo.

5380 **L.4.3.3** O espaçamento máximo entre linhas de centro de conectores deve ser igual a oito vezes a espessura total
5381 da laje; esse espaçamento também não pode ser superior a 915 mm no caso de lajes com fôrmas de aço
5382 incorporadas, com nervuras perpendiculares ao perfil de aço.

5383 **L.4.3.4** O espaçamento mínimo entre linhas de centro de conectores tipo pino com cabeça deve ser igual a seis
5384 diâmetros ao longo do vão da viga, podendo ser reduzido para quatro diâmetros no caso da laje com fôrma de
5385 aço incorporada, e quatro diâmetros na direção transversal ao vão da viga, e entre conectores em perfil U, a maior
5386 dimensão entre a altura e o comprimento do conector (L_{cs}).

5387 **L.4.4 Limitações complementares**

5388 **L.4.4.1** Os conectores tipo pino com cabeça não podem ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa à
5389 qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma do perfil de
5390 aço.

5391 **L.4.4.2** O cobrimento lateral de concreto para qualquer tipo de conector deve ser de no mínimo 25 mm,
5392 excetuando-se o caso de conectores colocados em nervuras de fôrmas de aço.

5393 **L.4.4.3** Em ambientes de agressividades forte e muito forte (ver Tabela L.4), o cobrimento de concreto acima da
5394 face superior de qualquer tipo de conector, para se evitar corrosão, não pode ser inferior ao cobrimento
5395 especificado pela ABNT NBR 6118 para a armadura da laje, no caso de concreto de densidade normal, ou, na
5396 ausência de Norma Brasileira aplicável, ao especificado pelo Eurocode 2 Part 1-1, para o concreto de baixa
5397 densidade.

5398 **L.5 Controle de fissuras do concreto em vigas mistas**

5399 **L.5.1 Exigências**

5400 **L.5.1.1** Quando houver prejuízo à durabilidade ou à aparência da estrutura, os estados-limites de serviço
5401 relacionados à fissuração do concreto devem ser verificados. Nas vigas mistas, isso ocorre nas regiões de
5402 momento negativo ou com tendência de continuidade como, por exemplo, junto aos apoios de vigas biapoiadas.
5403 Para esse estado-limite de serviço, devem-se usar combinações freqüentes de ações.

5404 **L.5.1.2** Quando for obrigatório ou se desejar controlar a abertura das fissuras na laje de concreto, nas regiões
5405 citadas em L.5.1.1, a armadura mínima longitudinal de tração a ser colocada deve ser obtida de acordo com o
5406 procedimento dado em L.5.2, adaptado da ABNT NBR 6118 e do Eurocode 2 Part 1-1.

5407 **L.5.1.3** Nas vigas mistas contínuas ou semicontínuas, quando a área de armadura necessária para resistir ao
5408 momento negativo for superior ao valor obtido em L.5.2, é necessário ainda verificar se a abertura de fissuras
5409 atende aos limites estabelecidos ou determinar o diâmetro e o espaçamento máximo das barras da armadura,
5410 conforme o procedimento dado em L.5.3, adaptado da ABNT NBR 6118 e do Eurocode 2 Part 1-1.

5411 **L.5.1.4** Para informações complementares e definição do cobrimento, deve ser consultada a ABNT NBR 6118
5412 para concreto de densidade normal e, na ausência de Norma Brasileira aplicável, o Eurocode 2 Part 1-1, para
5413 concreto de baixa densidade.

5414 **L.5.2 Armadura mínima de tração sob deformações impostas**

5415 **L.5.2.1** Na falta de um método mais rigoroso de avaliação dos esforços gerados pela restrição das deformações
5416 impostas nas regiões de momento negativo ou com tendência de continuidade das vigas, a área mínima da
5417 armadura longitudinal de tração para controle de fissuração pode ser calculada pela relação:

5418
$$A_s = \frac{k k_c k_s f_{ct,ef} A_{ct}}{\sigma_{st}}$$

5419 onde:

5420 A_{ct} é a área efetiva da laje de concreto, igual ao produto da largura efetiva, conforme L.5.2.2, pela espessura,
5421 t_c , – ver L.5.2.2);

5422 k é um coeficiente de correção que leva em conta os mecanismos de geração de tensões de tração, podendo
5423 ser tomado como 0,8;

5424 k_s é um coeficiente que leva em conta o efeito da redução da força normal na laje de concreto devido à
5425 fissuração inicial e ao deslizamento local da ligação entre a laje e o perfil de aço, podendo ser tomado
5426 como 0,9;

5427 k_c é definido em L.5.2.2, $f_{ct,ef}$ em L.5.2.3 e σ_{st} em L.5.2.4.

5428

5429 **L.5.2.2** Define-se k_c como um coeficiente que leva em conta o equilíbrio e a distribuição das tensões na laje de
5430 concreto imediatamente antes da ocorrência das fissuras. Esse coeficiente pode, de forma conservadora, ser
5431 tomado como 1,0 ou ser obtido de forma mais precisa, usando-se a seguinte expressão:

5432
$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{t_c}{2y_o}} + 0,3 \leq 1,0$$

5433 onde (ver Figura L.12):

5434 t_c é a altura da laje de concreto (no caso de laje com fôrma de aço incorporada, tomar a altura acima do topo
5435 da fôrma e, no caso de laje com pré-laje de concreto pré-moldada, a altura acima da pré-laje);

5436 y_o é a distância entre os centros geométricos da laje de concreto e da seção mista homogeneizada na região
5437 de momentos negativos, calculada conforme L.1.2.1, porém considerando o concreto não-fissurado, sem
5438 armadura, e sem levar em conta os efeitos de longa duração.

5439

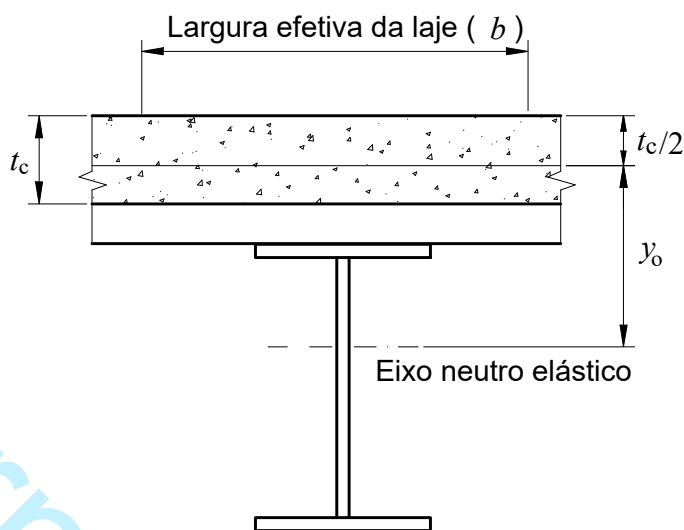


Figura L.12 - Definição dos termos para cálculo do coeficiente k_c

L.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.

L.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 L 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 L.4 — Valores limites de w_k

Agressividade ambiental ¹⁾	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

¹⁾Pode-se admitir uma agressividade ambiental um nível mais brando em ambiente interno seco ou se o concreto for revestido com argamassa e pintura.

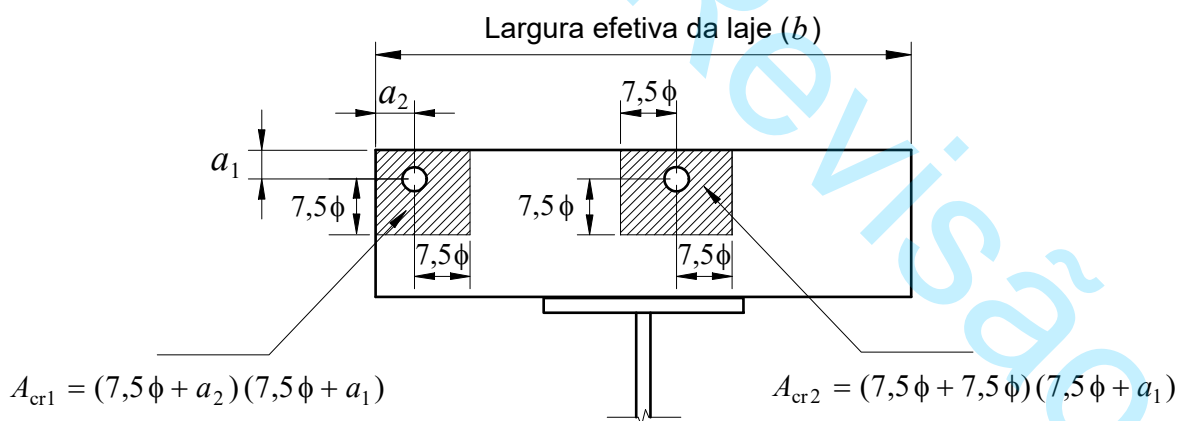
5460

5461 L.5.3 Armadura mínima de tração sob ações impostas

5462 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 L.4, conforme L.5.3.1. Pode-se também dispensar a verificação da abertura de fissuras, conforme L.5.3.2.

5465 L.5.3.1 Controle de fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras

5466 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 L.13). 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.



5470

5471 **Figura L.13 - Ilustração do cálculo da área A_{cr} do concreto de envolvimento da armadura**

5472

5473 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):

5474



$$w = \frac{\phi_i}{12,5} \frac{\sigma_{si}}{\eta_l} \frac{3 \sigma_{si}}{E_s f_{ctm}}$$

$$w = \frac{\phi_i}{12,5} \frac{\sigma_{si}}{\eta_l} \frac{1}{E_s} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

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 frequentes, 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_l 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 M.1.3.4.

L.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 L.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 L.5.3.1.

Tabela L.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	-

/ANEXO L



5496

5497

Norma em Revisão

Anexo M (normativo)

Pilares mistos de aço e concreto

M.1 Generalidades

M.1.1 Escopo e esclarecimentos

M.1.1.1 Este Anexo trata do dimensionamento de pilares mistos com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto (Figuras M.1-a e M.1-b) e com seções preenchidas com concreto (Figuras M.1-c e M.1-d), submetidos à compressão axial ou à flexo-compressão.

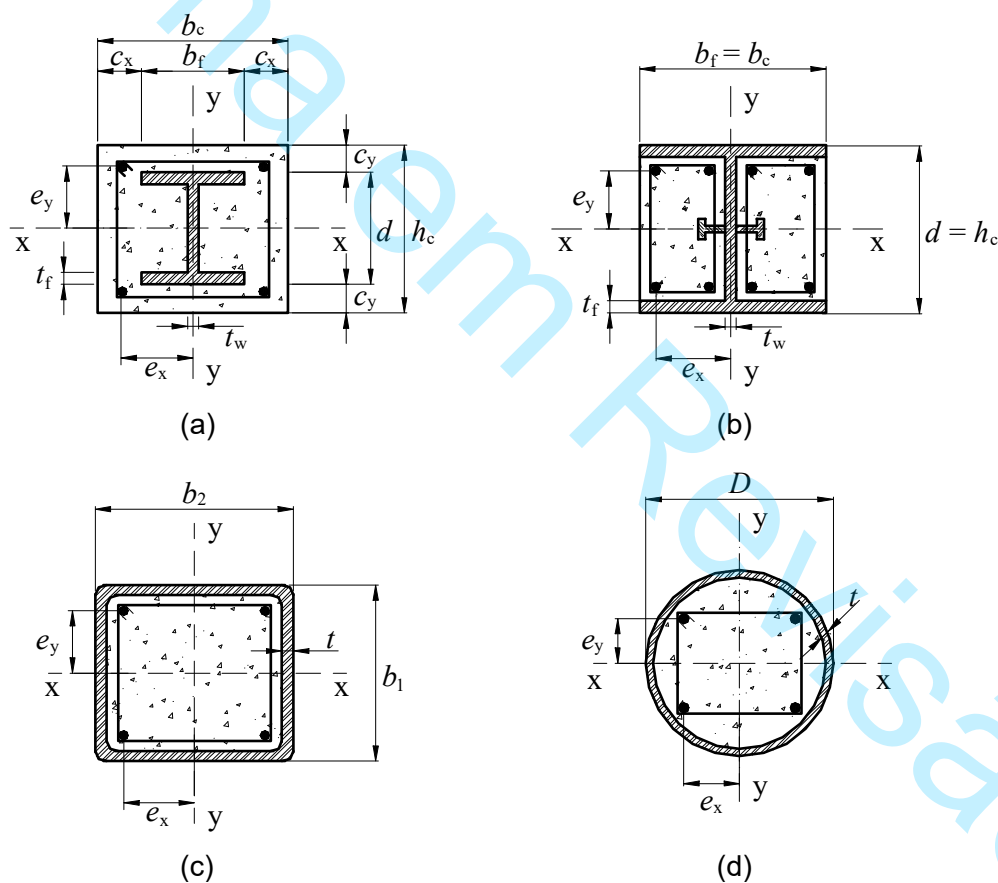


Figura M.1 — Tipos de seções transversais de pilares mistos

M.1.1.2 Os pilares mistos com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto devem possuir perfil de aço I ou H soldado ou laminado. Os pilares com seções transversais preenchidas com concreto devem possuir perfil de aço tubular retangular ou circular.

5512 **M.1.1.3A** formulação para dimensionamento de pilares mistos apresentada neste Anexo refere-se a um método
5513 simplificado de cálculo.

5514 **M.1.1.4** Alternativamente ao método simplificado de cálculo, podem ser utilizados para o dimensionamento de
5515 pilares mistos métodos mais avançados, como o método de distribuição plástica de tensões (válido somente para
5516 seções compactas – ver M.1.4) ou o método de compatibilidade de deformação, cujas formulações não são
5517 apresentadas neste Anexo. No método de distribuição plástica de tensões, assume-se que o perfil de aço da seção
5518 mista e o aço da armadura estejam submetidos às suas resistências de cálculo ao escoamento, f_{yd} e f_{sd} ,
5519 respectivamente, e o concreto à resistência de cálculo à compressão, f_{cd1} (ver 0.4). Os momentos fletores
5520 resistentes de cálculo, M_{Rd} , devem ser limitados a 90% dos momentos fletores resistentes de plastificação de
5521 cálculo na presença da força axial resistente de cálculo, para perfis de aço com resistência ao escoamento, f_y ,
5522 inferior ou igual a 350 MPa, e a 80% para f_y maior que 350 MPa e inferior ou igual a 450 MPa. No método de
5523 compatibilidade de deformação, assume-se distribuição linear de deformação na seção mista, com a máxima
5524 deformação à compressão do concreto e a do aço da armadura de acordo com a ABNT NBR 6118, e a do aço do
5525 perfil conforme seu diagrama tensão-deformação, que pode ser considerado elástico-perfeitamente-plástico,
5526 levando-se em conta os efeitos de instabilidade local, caso a seção do perfil de aço não seja compacta – ver
5527 M.1.4. Em ambos os métodos, a resistência à tração do concreto deve ser desprezada e os momentos fletores
5528 resistentes de cálculo devem ser limitados a 80% do momento fletor máximo resistente de plastificação de
5529 cálculo, $M_{max,pl,Rd}$, ou ao momento fletor resistente de plastificação de cálculo, $M_{pl,Rd}$, o que for maior (ver M.5.3.1
5530 e M.5.5.2). Os efeitos das imperfeições iniciais, geométrica e de material, e da geometria deformada da estrutura
5531 (efeito $P-\delta$), caso não seja feita análise mais rigorosa, podem ser calculados conforme M.5.3.2. As propriedades
5532 da seção e os efeitos de retração e fluência do concreto podem ser calculados conforme orientações deste Anexo.

5533 **M.1.1.5** Ver M.1.1.3.

5534 **M.1.2 Hipóteses básicas**

5535 O método simplificado apresentado neste Anexo tem as seguintes hipóteses básicas:

- 5536 g) há interação completa entre o concreto e o aço;
- 5537 h) as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da força axial de
5538 compressão resistente de cálculo de barras de aço.

5539

5540 **M.1.3 Limites de aplicabilidade**

5541 O método simplificado apresentado neste Anexo possui os seguintes limites de aplicabilidade:

- 5542 j) os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante;
- 5543 - a área do perfil de aço deve corresponder a, no mínimo, 1% da área total da seção mista;
- 5544 - o concreto utilizado deve possuir densidade normal;
- 5545 - o fator de contribuição do aço, igual a

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pB,Rd}}$$

onde as grandezas que aparecem nessa equação são definidas em M.4, não pode ser inferior a 0,1 e superior a 0,9. Se δ for inferior a 0,1, o pilar deve ser dimensionado como pilar de concreto de acordo com a ABNT NBR 6118 e, se δ for superior a 0,9, o pilar deve ser dimensionado como pilar de aço segundo esta Norma;

- a esbeltez reduzida do pilar $\lambda_{0,m}$, como definida em M.3.2, não pode ser maior que 2,0;

- seções transversais preenchidas com concreto podem ser projetadas sem qualquer armadura, exceto para algumas condições em situação de incêndio (para essa situação, deve ser usada 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 0,4% da área do concreto. A máxima porcentagem de armadura na seção de concreto deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118.

- a relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0;

- para as seções totalmente revestidas com concreto, os cobrimentos do perfil de aço devem estar dentro dos seguintes limites (ver Figura m.1-a):

$$c_y \geq \begin{cases} b_f/6 \\ 40\text{mm} \end{cases}$$

$$c_x \geq \begin{cases} b_f/6 \\ 40\text{mm} \end{cases}$$

- 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;

- para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, devem existir armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto. Nas seções parcialmente revestidas, a armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço através de furos na alma, soldada na alma ou por meio de conectores de cisalhamento. Nas seções totalmente revestidas com concreto, devem ser colocados conectores de cisalhamento ou outros meios similares adequados ao longo de todo o seu comprimento. Para ambos os tipos de seção, o espaçamento longitudinal desses conectores não pode exceder 600 mm e, caso sejam usados conectores tipo pino com cabeça, também não pode exceder 32 vezes seu diâmetro.

- o projeto das armaduras deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118.

M.1.4 Estabilidade local dos perfis de aço da seção mista

M.1.4.1 Seções totalmente revestidas com concreto



5574 Com os cobrimentos c_x e c_y (ver Figura M.1-a) exigidos na alínea h) de M.1.3, pode-se considerar que as seções
5575 totalmente revestidas com concreto como compactas, ou seja, que estejam isentas de sofrer perda de estabilidade
5576 local.

5577 **M.1.4.2 Seções parcialmente revestidas com concreto**

5578 As seções parcialmente revestidas com concreto não podem estar sujeitas à perda de estabilidade local. Para isso,
5579 devem ser compactas, ou seja, possuir (ver Figura M.1-b):

$$5580 \quad \lambda = b_f / t_f \leq \lambda_p = 1,49 \sqrt{E / f_y}$$

5581 **M.1.4.3 Seções tubulares preenchidas com concreto**

5582 **M.1.4.3.1** As seções tubulares, retangulares e circulares, preenchidas com concreto (ver Figura M.1) podem ser
5583 compactas, semicompactas ou esbeltas. Essas seções são classificadas como:

5584 - compactas, quando $\lambda \leq \lambda_p$;

5585 - semicompactas, quando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$;

5586 - esbeltas, quando $\lambda > \lambda_r$.

5587 Os valores de λ , λ_p e λ_r são dados em M.1.4.1.2 para as seções tubulares retangulares e em M.1.4.1.3 para as
5588 seções tubulares circulares.

5589 **M.1.4.3.2** Para as seções tubulares retangulares preenchidas com concreto, tem-se que (ver Figura M.1-c):

5590 - para força axial:

$$5591 \quad \lambda = b_i / t_i \leq 5,00 \sqrt{E / f_y}$$

$$5592 \quad \lambda_p = 2,26 \sqrt{E / f_y}$$

$$5593 \quad \lambda_r = 3,00 \sqrt{E / f_y}$$

5594 onde b_i é a maior das dimensões entre b_1 e b_2 e t_i a espessura correspondente,

5595 - para momento fletor:

5596 - mesas:

$$5597 \quad \lambda = b_i / t_i \leq 5,00 \sqrt{E / f_y}$$

$$5598 \quad \lambda_p = 2,26 \sqrt{E / f_y}$$

$$\lambda_r = 3,00 \sqrt{E/f_y}$$

onde b_i é a dimensão paralela ao eixo de flexão da seção tubular retangular e t_i a espessura correspondente.

- alma:

$$\lambda = b_i/t_i \leq 5,70 \sqrt{E/f_y}$$

$$\lambda_p = 3,00 \sqrt{E/f_y}$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{E/f_y}$$

onde b_i é a dimensão perpendicular ao eixo de flexão da seção tubular retangular e t_i a espessura correspondente.

M.1.4.3.3 Para as seções tubulares circulares preenchidas com concreto tem-se que (Figura M.1-d):

$$\lambda = D/t \leq 0,31 E/f_y$$

- para força axial:

$$\lambda_p = 0,15 E/f_y$$

$$\lambda_r = 0,19 E/f_y$$

- para momento fletor:

$$\lambda_p = 0,09 E/f_y$$

$$\lambda_r = 0,31 E/f_y$$

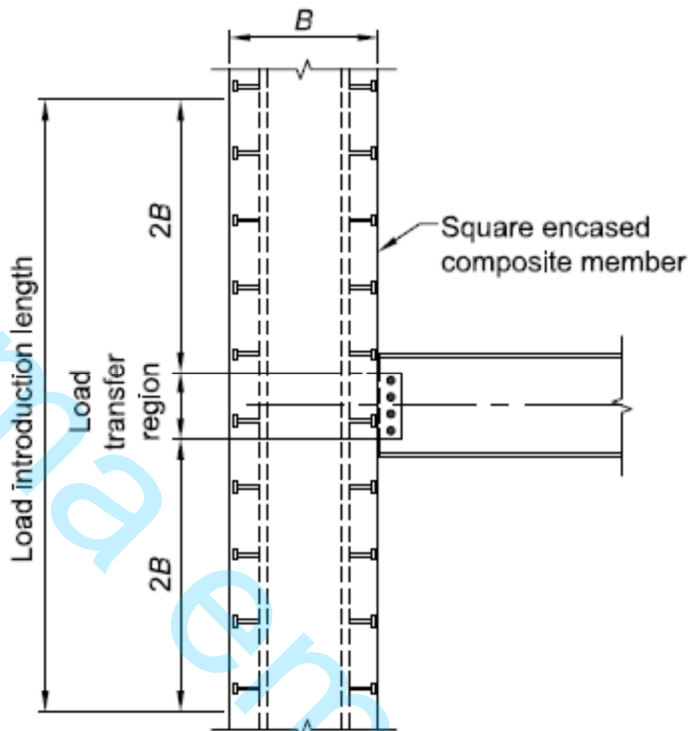
M.2 Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço e o concreto

A tensão de cisalhamento resistente de cálculo nas superfícies de contato entre o perfil de aço e o concreto, τ_{Rd} , é dada na Tabela N.1 (para seções tubulares esbeltas, τ_{Rd} deve ser tomada igual a zero). Alternativamente, a critério do responsável técnico pelo projeto, a tensão de cisalhamento resistente de cálculo também pode ser obtida por um outro procedimento aceito pela comunidade técnico-científica, acompanhado de estudos para manter o nível de segurança previsto por esta Norma.

M.2.1 Regiões de introdução de cargas

M.2.1.1 Regiões de introdução de cargas são aquelas onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devidas a ligações do pilar com vigas, onde ocorre mudança da seção de aço ou possa haver interrupção da armadura longitudinal, como nas emendas do pilar ou em bases. Nessas regiões, deve-se evitar que ocorra

5625 escorregamento significativo na interface entre o concreto e o perfil de aço. Para isso, assume-se um comprimento
5626 de introdução de carga igual a duas vezes a menor dimensão da seção do pilar, acima e abaixo da região da
5627 ligação (ver Figura M.2).



5628
5629

Figura M.2 – Comprimento de introdução de carga

5630 **M.2.1.2** Nas regiões de ligação do pilar com vigas, a tensão de cisalhamento solicitantes de cálculo nas superfícies
5631 de contato entre o aço e o concreto não pode superar a tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{Rd} . A tensão
5632 de cisalhamento solicitante de cálculo pode ser obtida, no comprimento de introdução de carga, considerando as
5633 propriedades elásticas da seção e o concreto não fissurado, com os esforços solicitantes de cálculo, $V_{B,Sd}$ e $M_{B,Sd}$,
5634 dados por:

5635 c) quando a viga estiver ligada apenas ao perfil de aço do pilar:

5636

5637

$$V_{B,Sd} = V_{Sd} \left(1 - \frac{N_{pB,a,Rd}}{N_{pB,Rd}} \right)$$

5638

$$M_{B,Sd} = M_{Sd} \left(1 - \frac{M_{pB,a,Rd}}{M_{pB,Rd}} \right)$$

5639

5640 d) quando a viga estiver ligada apenas ao concreto do pilar:



$$V_{Bsd} = V_{Sd} \frac{N_{pBa,Rd}}{N_{pBRd}}$$

$$M_{Bsd} = M_{Sd} \frac{M_{pBa,Rd}}{M_{pBRd}}$$

onde:

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

$N_{pl,a,Rd}$ é a força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total, definida em M.4;

$N_{pl,Rd}$ é a força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total, conforme M.4;

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

$M_{pl,a,Rd}$ é a contribuição do perfil de aço para $M_{p\Box,Rd}$, igual a $f_{yd}(Z_a - Z_{an})$, com Z_a e Z_{an} definidos em m.5.4;

$M_{p\Box,Rd}$ é o momento fletor resistente de plastificação de cálculo do pilar misto, conforme m.5.5.1.

M.2.1.3 Caso as tensões obtidas em M.2.1.2 excedam os valores de τ_{Rd} , devem ser usados conectores de cisalhamento ou outros meios adequados para resistir à totalidade dos efeitos de V_{Bsd} e M_{Bsd} . A força resistente de cálculo de um conector pino com cabeça, Q_{Rd} , deve ser obtida de acordo com L.4.2.1.1, não podendo ter diâmetro superior a 2,5 vezes a espessura da chapa à qual for soldado, a menos que seja soldado na mesa de um perfil I ou H, diretamente na posição correspondente à alma desse perfil.

M.2.1.4 Quando as forças externas forem aplicadas concomitantemente no perfil de aço e na seção de concreto, os esforços solicitantes de cálculo, V_{Bsd} e M_{Bsd} , devem ser determinados por equilíbrio da seção mista. Admite-se que podem ser obtidos pela diferença entre os esforços solicitantes aplicados diretamente no perfil de aço e os obtidos pelas expressões apresentadas em M.2.1.2-b ou pela diferença entre os esforços solicitantes aplicados diretamente na seção de concreto e os obtidos pelas expressões apresentadas em M.2.1.2-a.

Tabela M.1 — Tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd}

Tipo de seção transversal do pilar misto	τ_{Rd}^a MPa
Seção total ou parcialmente revestida com concreto	$\tau_{Rd} = 0$ (Ver N.2.1.5)
Seção tubular circular preenchida com concreto	$\tau_{Rd} \leq 2650 \frac{t}{D^2} \leq 0,7 \text{ MPa}^{a,c}$



Seção tubular retangular preenchida com concreto	$\tau_{Rd} \leq 1050 \frac{t_i}{b_i^2} \leq 0,35 \text{ MPa}^{b,c}$
^a t e b_i em milímetros; b_i é a maior das dimensões b_1 e b_2 (ver Figura M.1-c);	
^b D e t em milímetros (ver Figura M.1-d);	
^c Para seções esbeltas, τ_{Rd} deve ser tomado igual a zero.	

5663 **M.2.1.5** Para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, a transmissão dos esforços solicitantes,
5664 obtidos em M.2.1.2, entre o aço e o concreto, deve ser sempre feita por conectores de cisalhamento ou outros
5665 meios adequados.

5666 **M.2.1.6** Nas emendas e na base do pilar, a capacidade resistente do pilar misto pode ser reduzida quando houver
5667 interrupção das barras de armadura longitudinais (admite-se que o perfil de aço tenha continuidade estrutural).
5668 Nesses casos, devem ser instalados conectores de cisalhamento ou outros meios adequados capazes de transmitir
5669 os esforços solicitantes de cálculo das barras da armadura para elementos de aço adicionais que restaurem, caso
5670 necessário, a resistência de cálculo total do pilar misto. O comprimento dentro do qual devem ser instalados os
5671 conectores é igual ao comprimento de introdução de cargas dado em M.2.1.1, respeitando-se o comprimento de
5672 ancoragem das barras da armadura, determinado conforme as prescrições da ABNT NBR 6118.

5673 **M.2.1.7** No caso de pilares mistos com a seção totalmente revestida com concreto (Figura M.1-a), devida atenção
5674 deve ser dada à introdução de carga nas regiões de concreto externas ao perfil de aço.

5675 **M.2.2 Trechos entre regiões de introdução de cargas**

5676 **M.2.2.1** Trechos entre regiões de introdução de cargas são aqueles fora das regiões afetadas pela base, por
5677 emendas ou por ligações com vigas.

5678 **M.2.2.2** Devem ser usados conectores de cisalhamento ou outros meios adequados nos trechos entre regiões de
5679 introdução de cargas para garantir o fluxo de cisalhamento longitudinal entre o perfil de aço e o concreto,
5680 determinado com base nas forças cortantes solicitantes de cálculo, sempre que as tensões nas superfícies de
5681 contato entre o aço e o concreto ultrapassem os valores da tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{Rd} . O
5682 fluxo de cisalhamento pode ser determinado considerando propriedades elásticas da seção e o concreto não
5683 fissurado.

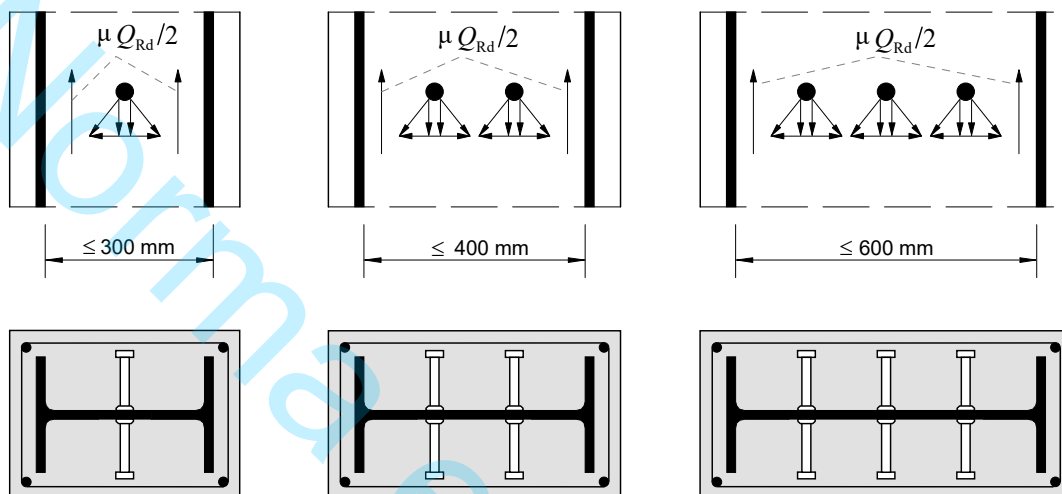
5684 **M.2.2.3** Para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, devem ser colocados conectores de
5685 cisalhamento em pelo menos duas faces opostas do perfil de aço nos trechos entre regiões de introdução de cargas,
5686 mesmo que o fluxo de cisalhamento obtido em M.2.2.2 seja nulo. O espaçamento desses conectores não pode ser
5687 superior a 600 mm.

5688 **M.2.3 Forças de atrito adicionais devidas aos conectores**

5689 Quando conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça são ligados à alma de uma seção total ou parcialmente
5690 revestida com concreto, podem ser levadas em conta as forças de atrito decorrentes do impedimento da expansão
5691 lateral do concreto pelas mesas adjacentes do perfil de aço. Essas forças proporcionam uma capacidade resistente

5692 adicional que pode ser somada à força resistente original dos conectores. A capacidade adicional pode ser
5693 considerada igual a $\mu Q_{Rd}/2$ em cada mesa e cada linha horizontal de pinos, como se vê na Figura M.3, onde μ é
5694 o coeficiente de atrito. Para seções de aço sem pintura, μ deve ser tomado como igual a 0,5. Na falta de resultados
5695 de ensaios, a distância livre entre as mesas não pode superar os valores dados na Figura M.3.

5696
5697



5698

5699 **Figura M.3 — Forças de atrito adicionais devidas a conectores pino com cabeça**

5700 **M.3 Pilares submetidos à compressão axial**

5701 **M.3.1** A força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por
5702 flexão é dada por:

$$5703 \quad N_{Rd} = \chi N_{p,Rd}$$

5704 onde:

5705 $N_{p,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal, calculada de acordo com N.4;

5706 χ é o fator de redução fornecido nesta Norma, em 5.3.3, em função do índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$,
5707 dado em M.3.2.

5708 **M.3.2** O índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$, para o plano de flexão considerado, é igual a:

$$5709 \quad \lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{p,R}}{N_e}}$$

5710 onde:



$N_{p,R}$ é o valor de $N_{p,Rd}$ tomando-se respectivamente f_y, f_{ck} e f_{ys} no lugar de f_{yd}, f_{cd} e f_{sd} na expressão apresentada em N.4,

N_e é a força axial de instabilidade elástica, dada por:
$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(L)^2}$$

L é o comprimento destravado do pilar, determinado de acordo com esta Norma;

$(EI)_e$ é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista, dada em M.3.4.

M.3.3 Os efeitos de retração e fluência do concreto devem ser considerados para pilares com índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$ superior a $\lambda_{0,lim}$, dado por:

$$\lambda_{0,lim} = \frac{90}{\pi} \sqrt{\frac{N_{p,R}}{(EA)_e}}$$

Esses efeitos podem ser calculados, conforme a ABNT NBR 6118, pela consideração, no dimensionamento dos pilares, de um momento adicional igual a:

$$M_{cc} = N_{sd} e_{cc}$$

onde

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + \frac{L}{300} \right) (e^m - 1)$$

$$m = \frac{\phi N_{Sg}}{N_e - N_{Sg}}$$

e M_{Sg} e N_{Sg} são o momento fletor solicitante máximo e a força axial de compressão solicitante, respectivamente, referentes à combinação quase permanente, L é o comprimento destravado do pilar e ϕ é o coeficiente de fluência, que deve ser obtido da ABNT NBR 6118.

Simplificadamente, admite-se que a relação M_{Sg}/N_{Sg} seja aproximada por M_{sd}/N_{sd} , modificando a expressão de e_{cc} para:

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{sd}}{N_{sd}} + \frac{L}{300} \right) (e^m - 1)$$

onde M_{sd} e N_{sd} são o momento fletor solicitante máximo de cálculo e a força axial de compressão solicitante de cálculo, respectivamente.

Admite-se ainda que ϕ seja tomado igual a 2,4 nas seções total ou parcialmente revestidos e igual a 0,6 nas seções tubulares preenchidas com concreto, e que a relação N_{Sg}/N_{sd} seja tomada como igual a 0,45. Com isso, os valores de m são dados por:

5738 - para seções total ou parcialmente revestidas com concreto:

5739
$$m = \frac{1,08}{\frac{N_e}{N_{sd}} - 0,45}$$

5740 - para seções tubulares preenchidas com concreto:

5741
$$m = \frac{0,27}{\frac{N_e}{N_{sd}} - 0,45}$$

5742 **M.3.4A** rigidez efetiva à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão são dadas respectivamente por:

5743
$$(EI)_e = E_a I_a + \alpha_c E_c I_c + E_s I_s$$

5744
$$(EA)_e = E_a A_a + E_c A_c + E_s A_s$$

5745 com α_c é dado por:

5746 - para seções tubulares preenchidas com concreto:

5747
$$\alpha_c = 0,45 + 3 \left(\frac{A_a + A_s}{A_c + A_a + A_s} \right) \leq 0,9$$

5748 - seções parcialmente revestidas com concreto:

5749
$$\alpha_c = 0,60$$

5750 - seções totalmente revestidas com concreto:

5751
$$\alpha_c = 0,25 + 3 \left(\frac{A_a + A_s}{A_c + A_a + A_s} \right) \leq 0,7$$

5752 onde:

5753 I_a é o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;

5754 A_a é a área da seção transversal do perfil de aço;

5755 I_s é o momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto;

5756 A_s é a área da seção transversal da armadura do concreto;

5757 I_c é o momento de inércia da seção transversal do concreto não-fissurado;

5758 A_c é a área da seção transversal do concreto não-fissurado;



5759 E_a é o módulo de elasticidade do aço estrutural;

5760 E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura;

5761 E_c é o módulo de elasticidade do concreto.

5762 Na determinação dos esforços solicitantes para estados limites últimos, a rigidez efetiva à flexão deve ser
5763 reduzida para $0,8(EI)_e$, adicionalmente à redução para se levar em conta as imperfeições de material exigida em
5764 4.9.7.1.2.

5765 **M.4 Força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal**

5766 A força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, $N_{pl,Rd}$ é dada pela soma das forças
5767 axiais resistentes de cálculo de seus componentes, perfil de aço, concreto e armadura longitudinal, conforme
5768 segue:

$$5769 \quad N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd}$$

5770 com

$$5771 \quad N_{pl,a,Rd} = A_a f_{yd}$$

$$5772 \quad N_{pl,c,Rd} = A_c f_{cd1}$$

$$5773 \quad N_{pl,s,Rd} = \begin{cases} A_s f_{sd} & \text{para seções total ou parcialmente revestidas com concreto} \\ A_s f_{cd1} \frac{E_s}{E_c} & \text{para seções tubulares preenchidas com concreto} \end{cases}$$

5774 onde:

5775 A_a é a área da seção transversal do perfil de aço;

5776 A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal;

5777 A_c é a área da seção transversal do concreto;

5778 f_{cd1} é igual ao produto αf_{cd} ;

5779 α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e 0,85 para as
5780 demais seções.

5781 A força axial resistente de cálculo da seção transversal, $N_{p,Rd}$, é dada por:

5782 - para seções compactas:

$$5783 \quad N_{p,Rd} = N_{pl,Rd}$$

5784 - para seções semicompactas (válida somente para seções tubulares preenchidas com concreto – ver M.1.4):

5785
$$N_{p,Rd} = N_{pl,Rd} - \frac{N_{pl,Rd} - N_{y,Rd}}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2$$

5786 - para seções esbeltas (válida somente para seções tubulares preenchidas com concreto – ver M.1.4):

5787
$$N_{p,Rd} = f_{cr,Rd} A_a + f_{cd2} \left(A_c + A_s \frac{E_s}{E_c} \right)$$

5788

5789 com

5790
$$N_{y,Rd} = f_{yd} A_a + f_{cd2} \left(A_c + A_s \frac{E_s}{E_c} \right)$$

5791
$$f_{cr,Rd} = \begin{cases} \frac{0,72 f_{yd}}{[(D/t)(f_y/E)]^{0,2}} & \text{para seções circulares} \\ \frac{9E}{(b_i/t_i)^2 \gamma_{a1}} & \text{para seções retangulares} \end{cases}$$

5792 sendo que f_{cd2} é igual ao produto αf_{cd} , e α , um coeficiente igual a 0,7.

5793

5794 **M.5 Pilares submetidos à flexo-compressão**

5795 **M.5.1 Generalidades**

5796 **M.5.1.1** Esta subseção é aplicável a pilares mistos sujeitos aos efeitos combinados de força axial de compressão
5797 e momento fletor em relação a um ou aos dois eixos de simetria da seção transversal. A seção transversal deve
5798 ter seus elementos componentes atendendo aos requisitos apresentados em M.1.3 e M.1.4.

5799 **M.5.1.2** As forças cortantes solicitantes de cálculo que agem segundo os eixos de simetria da seção mista devem
5800 ser iguais ou inferiores às forças cortantes resistentes de cálculo do pilar misto, que podem ser calculadas por
5801 meio de uma das seguintes opções:

5802 a) a força cortante resistente de cálculo do pilar de aço, conforme as exigências desta Norma;

5803 b) a força cortante resistente de cálculo do concreto armado, conforme as exigências da ABNT NBR 6118;

5804 c) a soma das forças cortantes resistentes de cálculo do pilar de aço e do concreto armado, sem a consideração
5805 da parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao de treliça (V_c conforme 17.4.2 da
5806 ABNT NBR 6118:2014).



5807 **M.5.1.3** Para a verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores, pode ser utilizado
5808 um modelo de cálculo mais simplificado, denominado nesta Norma modelo de cálculo I, dado em M.5.2, válido
5809 para qualquer seção, ou um modelo mais avançado, denominado modelo de cálculo II, dado em M.5.3, válido
5810 somente para seções compactas. Para pilares tubulares preenchidos com concreto, com seção semicompacta ou
5811 esbelta, além do modelo de cálculo I, pode ser utilizado também o modelo de cálculo III, dado em M.5.4. Para
5812 os pilares com seção totalmente revestida com concreto é permitido o cálculo conforme a ABNT NBR 6118,
5813 desprezando-se o perfil de aço, com a devida atenção à introdução de cargas.

5814 **M.5.2 Modelo de cálculo I**

5815 A verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita conforme 5.5.1,
5816 com as seguintes considerações:

5817 N_{Rd} é a força axial de compressão resistente de cálculo, de acordo com M.3;

5818 $M_{x,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção mista, dado por $M_{p,x,Rd}$, para
5819 seções compactas, e $M_{e,x,Rd}$, para seções semicompactas, conforme M.5.5.1;

5820 $M_{y,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção mista, dado por $M_{p,y,Rd}$, para
5821 seções compactas, e $M_{e,y,Rd}$, para seções semicompactas, conforme M.5.5.1.

5822 **M.5.3 Modelo de cálculo II**

5823 **M.5.3.1** A verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita por meio
5824 das seguintes expressões:

5825
$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

5826
$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0$$

5827 onde:

5828 μ_x é um coeficiente igual a:

5829 a) para $N_{Sd} \geq N_{p\Box,c,Rd}$

5830
$$\mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pB,c,Rd}}{N_{pB,Rd} - N_{pB,c,Rd}}$$

5831 b) para $\frac{N_{pl,c,Rd}}{2} \leq N_{Sd} < N_{pl,c,Rd}$

5832

$$\mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \right) \left(\frac{2N_{Sd}}{N_{pB,c,Rd}} - 1 \right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}$$

5833

c) para $0 \leq N_{Sd} < \frac{N_{pl,c,Rd}}{2}$

5834

$$\mu_x = 1 + \frac{2N_{Sd}}{N_{pB,c,Rd}} \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1 \right)$$

5835

μ_y é um coeficiente calculado da mesma forma que μ_x , trocando-se as grandezas referentes a x por y;

5836

$N_{pl,c,Rd}$ é definido em M.4;

5837

$N_{pl,Rd}$ é a força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, dada em M.4;

5838

N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo, de acordo com 4.9;

5839

$M_{c,x}$ e $M_{c,y}$ são dados, respectivamente, por $0,9M_{p\Box,x,Rd}$ e $0,9M_{p\Box,y,Rd}$, para f_y menor ou igual a 350 MPa, e por $0,8M_{p\Box,x,Rd}$ e $0,8M_{p\Box,y,Rd}$, para f_y maior que 350 MPa e menor ou igual a 450 MPa, sendo que os momentos fletores resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos x e y (respectivamente, $M_{p\Box,x,Rd}$ e $M_{p\Box,y,Rd}$) devem ser obtidos segundo M.5.4.1;

5843

5844

$M_{d,x}$ e $M_{d,y}$ são dados, respectivamente, por $0,8M_{\max,p\Box,x,Rd}$ e $0,8M_{\max,p\Box,y,Rd}$, sendo que os momentos fletores máximos resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos x e y (respectivamente, $M_{\max,p\Box,x,Rd}$ e $M_{\max,p\Box,y,Rd}$) devem ser obtidos segundo M.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 $M_{c,y}$;

5848

$M_{x,tot,Sd}$ e $M_{y,tot,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, respectivamente, em relação aos eixos x e y, dados em M.5.3.2.

5849

5850

M.5.3.2 Os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, caso não seja feita análise mais rigorosa, podem ser tomados como iguais a:

5851

5852

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd}$$

5853

$$M_{y,tot,Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd}$$

5854

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

5855

5856

5857

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd} L_x}{300 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}} \right)}$$

5858

e

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd} L_y}{300 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}} \right)}$$

sendo L o comprimento destravado do pilar entre contenções laterais, $N_{e2,x} = \pi^2 (EI)_{e,x} / L_x^2$ e $N_{e2,y} = \pi^2 (EI)_{e,y} / L_y^2$, onde os subscritos x e y referem-se à flexão em relação aos eixos mostrados na Figura N.1, respectivamente, com $(EI)_{e,x}$ e $(EI)_{e,y}$ determinados conforme M.3.4.

Ao entrar com os valores de $M_{x,tot,Sd}$ e $M_{y,tot,Sd}$ na equação de interação fornecida em M.5.3.1, deve-se considerar o momento fletor 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.

M.5.4 Modelo de cálculo III

A verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita por meio das seguintes expressões:

$$\text{- para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq c_p$$

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

$$\text{- para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < c_p$$

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

Onde:

N_{Rd} é a força axial de compressão resistente de cálculo, de acordo com M.3;

$M_{x,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção mista, dado por $M_{p,x,Rd}$, conforme M.5.5.1;

$M_{y,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção mista, dado por $M_{p,y,Rd}$, conforme M.5.5.1;

c_p e c_m são coeficientes dados por:

- para seções tubulares retangulares:

$$c_p = \frac{0,17}{c_{sr}^{0,4}}$$

$$c_m = \begin{cases} \frac{1,06}{c_{sr}^{0,11}} \geq 1,00, \text{ para } c_{sr} \geq 0,5 \\ \frac{0,90}{c_{sr}^{0,36}} \leq 1,67, \text{ para } c_{sr} < 0,5 \end{cases}$$

- para seções tubulares circulares:

$$c_p = \frac{0,27}{c_{sr}^{0,4}}$$

$$c_m = \begin{cases} \frac{1,10}{c_{sr}^{0,08}} \geq 1,00, \text{ para } c_{sr} \geq 0,5 \\ \frac{0,95}{c_{sr}^{0,32}} \leq 1,67, \text{ para } c_{sr} < 0,5 \end{cases}$$

c_{sr} é igual a:

$$c_{sr} = \frac{A_a f_y + A_s f_{ys}}{A_c f_{ck}}$$

M.5.5 Momentos fletores resistentes de cálculo

M.5.5.1 O momento fletor resistente de plastificação de cálculo, $M_{p\Box,Rd}$, em relação ao eixo x ou ao eixo y (respectivamente, $M_{pB,x,Rd}$ e $M_{pB,y,Rd}$) de seções mistas duplamente simétricas, pode ser calculado por:

$$M_{pB,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5 f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn})$$

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;

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 M.5.4.3 e M.5.4.4;

f_{cd1} é definido em M.4.

5900 O momento fletor resistente de cálculo, $M_{p,Rd}$, em relação ao eixo x ou ao eixo y (respectivamente, $M_{p,x,Rd}$ e
5901 $M_{p,y,Rd}$) é dado por:

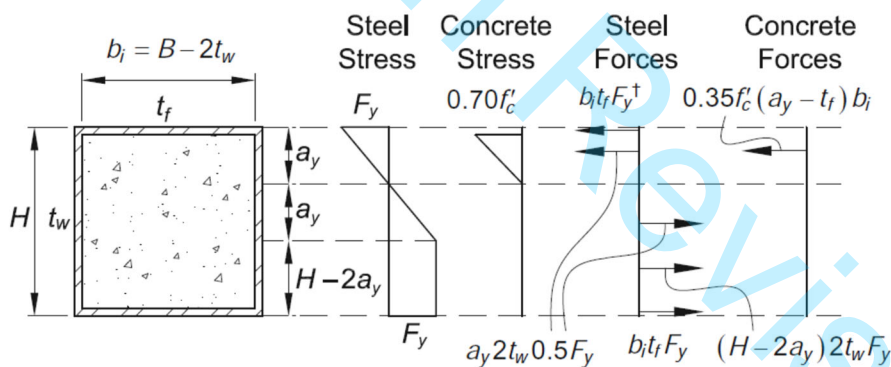
5902 - para seções compactas:

5903
$$M_{p,Rd} = M_{pl,Rd}$$

5904 - para seções semicompactas (válida somente para seções tubulares preenchidas com concreto – ver M.1.4):

5905
$$M_{p,Rd} = M_{pl,Rd} - (M_{pl,Rd} - M_{e,Rd}) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

5906 onde $M_{e,Rd}$ ($M_{e,x,Rd}$ e $M_{e,y,Rd}$, para os eixos x e y, respectivamente) é o momento fletor correspondente ao início da
5907 plastificação à compressão da seção mista. Admite-se que a parte da seção de aço sob compressão mais afastada
5908 do eixo neutro da seção mista (distância a_y na Figura M.4) esteja com tensão de compressão igual a f_{yd} , assumindo-
5909 se distribuição elástica linear até a tensão de tração atingir f_{yd} (distância $2a_y$ na Figura M.4). No restante do perfil
5910 de aço sob tração, a tensão permanece constante e igual a f_{yd} . Admite-se ainda que a parte da seção de concreto
5911 sob compressão mais afastada do eixo neutro da seção mista esteja com tensão igual a f_{cd2} , definida em M.4,
5912 assumindo-se distribuição elástica linear na parte comprimida e desprezando-se a resistência à tração do concreto.
5913 A tensão máxima da armadura deve ser tomada como igual a f_{sd} na região tracionada da seção mista, assumindo-
5914 se distribuição elástica linear na parte comprimida – ver Figura M.4.



Neutral axis location for force equilibrium: $a_y = \frac{2F_y H t_w + 0.35f'_c b_f t_f}{4t_w F_y + 0.35f'_c b_f}$

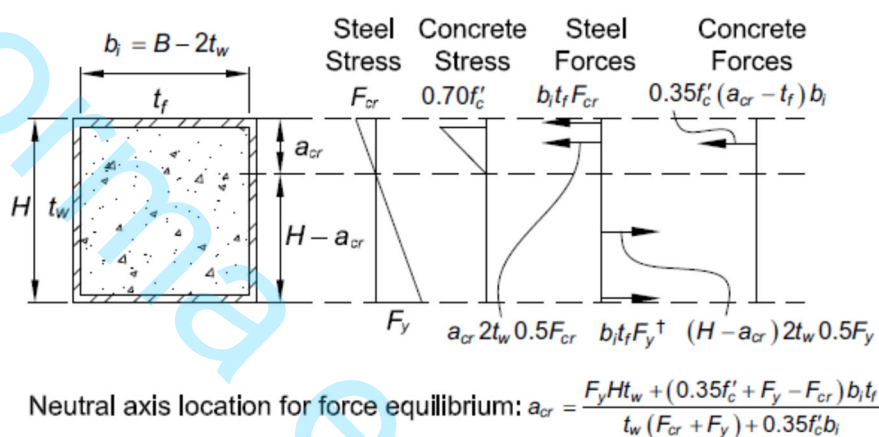
5915 †Neglecting stress variation over flange thickness

5916 **Figura M.4 – Exemplo da distribuição utilizada para cálculo de $M_{e,Rd}$**

5917 - para seções esbeltas (válida somente para seções tubulares preenchidas com concreto – ver M.1.4):

5918
$$M_{p,Rd} = M_{cr,Rd}$$

onde $M_{cr,Rd}$ é o momento correspondente ao início do escoamento da mesa tracionada do perfil de aço, considerando-se que a mesa comprimida do perfil de aço esteja submetida à tensão crítica, $f_{cr,Rd}$, determinada conforme N.4. Admite-se que a parte da seção de concreto sob compressão mais afastada do eixo neutro da seção mista esteja com tensão igual a f_{cd2} , definida em M.4, assumindo-se distribuição elástica linear na parte comprimida e desprezando-se a resistência à tração do concreto. A tensão máxima da armadura deve ser tomada como igual a f_{sd} na região tracionada mais afastada do eixo neutro da seção mista, assumindo-se distribuição elástica linear no restante da seção – ver Figura M.5.



† Neglecting stress variation over flange thickness

Figura M.5 – Exemplo da distribuição utilizada para cálculo de $M_{cr,Rd}$

M.5.5.2 O momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo, $M_{max,pB,Rd}$, em relação ao eixo x ou ao eixo y (respectivamente, $M_{max,pB,x,Rd}$ e $M_{max,pB,y,Rd}$) de seções mistas duplamente simétricas pode ser calculado por:

$$M_{max,pB,Rd} = f_{yd} Z_a + 0,5 f_{cd1} Z_c + f_{sd} Z_s$$

onde as grandezas são definidas conforme M.5.4.1.

M.5.5.3 Para seções I ou H revestidas total ou parcialmente com concreto, tem-se:

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i|$$

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 M.6):

$$Z_c = \frac{b_c h_c^2}{4} - Z_a - Z_s$$

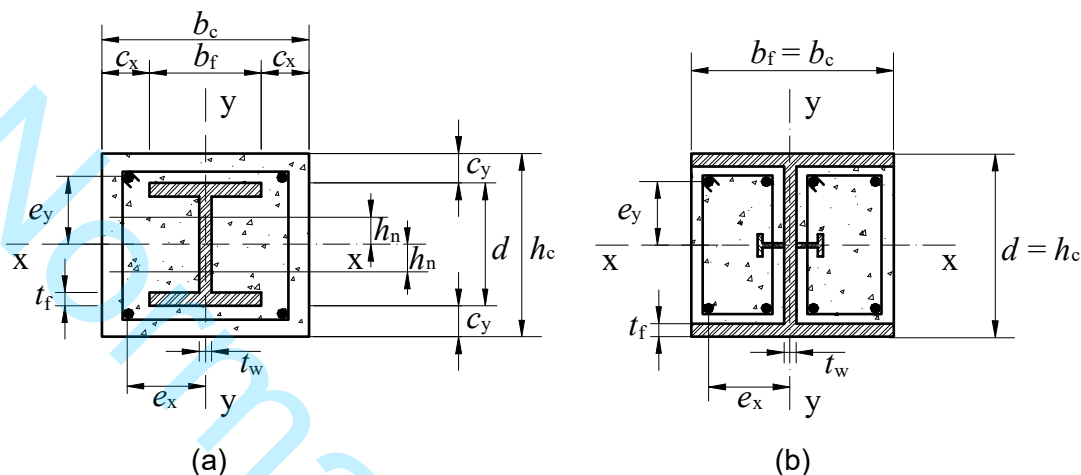


Figura M.6 – Seção revestida com concreto fletida em relação ao eixo x

a.1) linha neutra plástica na alma do perfil de aço ($h_n \leq d/2 - t_f$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd1})}{2 b_c f_{cd1} + 2 t_w (2 f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{an} = t_w h_n^2$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{yi}|$$

$$Z_{cn} = b_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn}$$

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 ($d/2 - t_f < h_n \leq d/2$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd1}) + (b_f - t_w)(d - 2 t_f)(2 f_{yd} - f_{cd1})}{2 b_c f_{cd1} + 2 b_f (2 f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{an} = b_f h_n^2 - \frac{(b_f - t_w)(d - 2 t_f)^2}{4}$$

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 N.6-a:

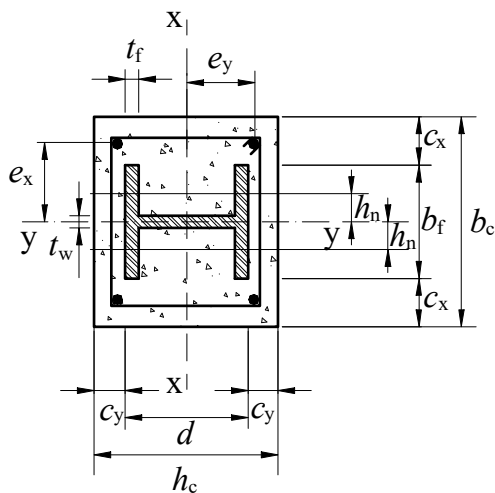
$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd1}) - A_a (2 f_{yd} - f_{cd1})}{2 b_c f_{cd1}}$$

$$Z_{an} = Z_a$$

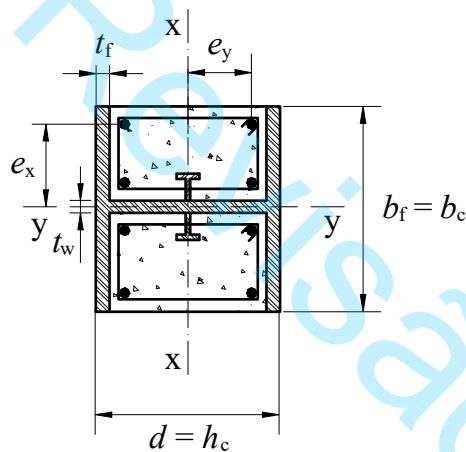
Z_{sn} e Z_{cn} como em a.1).

b) eixo y (Figura M.7):

$$Z_c = \frac{h_c b_c^2}{4} - Z_a - Z_s$$



(a)



(b)

Figura M.7 – Seção 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 $2h_n$;

A_{sni} é a área da barra da armadura na região de altura $2h_n$;

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).

b.3) linha neutra fora do perfil de aço ($b_f/2 < h_n \leq b_c/2$) - só para Figura M.7-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).

M.5.5.4 Para seções tubulares retangulares ou circulares preenchidas com concreto, tem-se:

a) seção tubular retangular (Figura M.8-a):

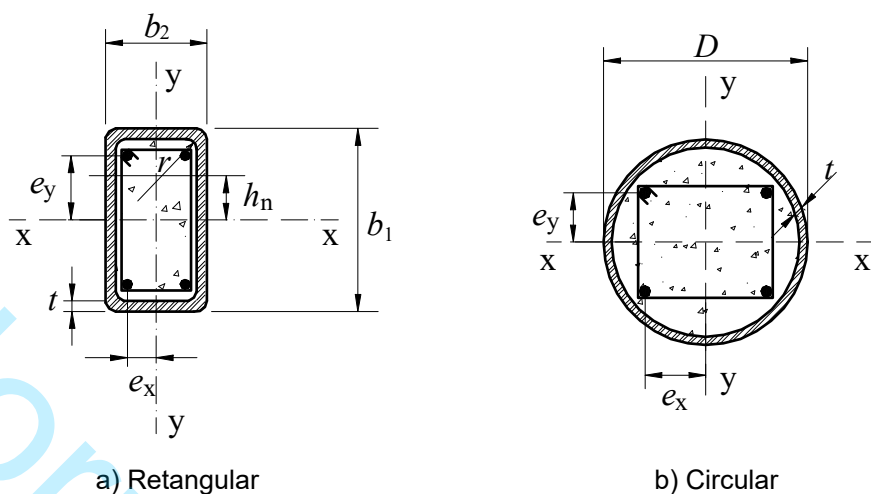


Figura M.8 – Seção tubular preenchida com concreto

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 M.5.4.3

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1})}{2b_2 f_{cd1} + 4t(2f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{cn} = (b_2 - 2t)h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{an} = b_2 h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn}$$

Z_{sn} como em M.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 M.8-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 $(D/2 - t)$.



5997

5998

5999

6000

/ANEXO M

Norma em Revisão



Anexo N
(normativo)

Lajes mistas de aço e concreto

N.1 Generalidades

N.1.1 Escopo e esclarecimentos

N.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.

N.1.1.2 Ver M.1.1.3.

N.1.2 Comportamento

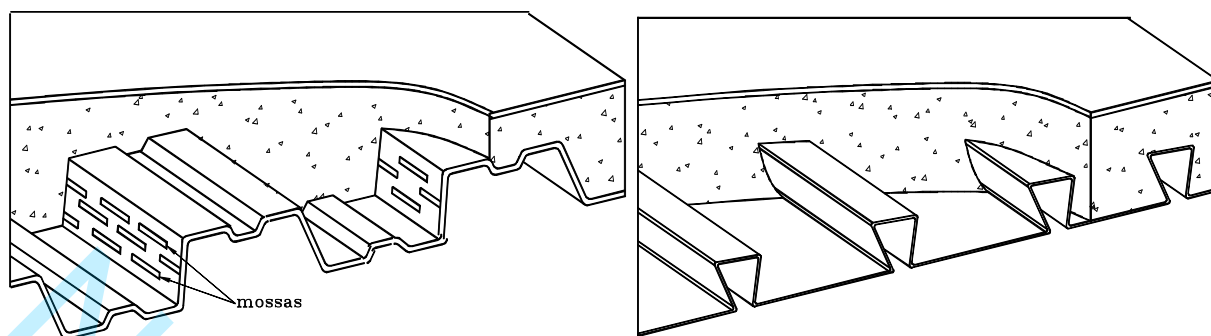
N.1.2.1 Para os efeitos deste Anexo, laje mista de aço e concreto, também chamada de laje com fôrma de aço incorporada, é aquela em que, na fase final, o concreto atua estruturalmente em conjunto com a fôrma de aço, funcionando como parte ou como toda a armadura de tração da laje. Na fase inicial, ou 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.

N.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 N.1):

a) ligação mecânica por meio de mossas nas fôrmas de aço trapezoidais;

b) ligação por meio do atrito devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço reentrantes.

N.1.2.3 Outros meios para garantir o comportamento misto, além dos descritos em N.1.2.2, podem ser usados, mas estão fora do escopo desta Norma.



a) Fôrma trapezoidal

b) Fôrma reentrante

Figura N.1 - Lajes mistas de aço e concreto

N.2 Verificação da fôrma de aço na fase inicial

N.2.1 Estados-limites últimos

N.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.

N.2.1.2 Na verificação da fôrma de aço, deve ser utilizada análise elástica. Quando a fôrma for calculada como contínua, mesmo que ocorra instabilidade local em partes comprimidas da seção, os esforços solicitantes podem ser determinados sem consideração de variação de rigidez.

N.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.

N.3 Verificação da laje na fase final

N.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 N.3.1.1 a N.3.1.4.

N.3.1.1 Momento fletor

N.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.

N.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 N.2 e N.3):

6052 $M_{Rd} = N_{pa} (d_F - 0,5a)$

6053 $M_{Rd} = N_{cf} y + M_{pr}$

6054 onde:

6055 $N_{pa} = A_{F,ef} f_{yFd}$

6056 $A_{F,ef}$ é área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1000 mm), determinada desprezando-se a largura das
6057 mossas na seção transversal, a menos que se demonstre por meio de ensaios que uma área maior possa ser
6058 utilizada;

6059 d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma;

6060 a é a altura do bloco de compressão do concreto, dada por:

6061
$$a = \frac{N_{pa}}{0,85 f_{cd} b}$$

6062 b é a largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;

6063
$$y = h_t - 0,5 t_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{N_{pa}}$$

6064 M_{pr} é o momento de plastificação da fôrma de aço, reduzido pela presença da força axial, dado por:

6065
$$M_{pr} = 1,25 M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \right) \leq M_{pa}$$

6066 M_{pa} é o momento de plastificação da fôrma de aço, considerando sua seção efetiva, dividido pelo coeficiente
6067 de ponderação da resistência γ_{a1} ;

6068 $N_{cf} = 0,85 b t_c f_{cd}$

6069 t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;

6070 h_t é a altura total da laje, incluindo a fôrma e o concreto;

6071 e é a distância do centro geométrico da área efetiva da fôrma à sua face inferior;

6072 e_p é a distância da linha neutra plástica da seção efetiva da fôrma à sua face inferior.

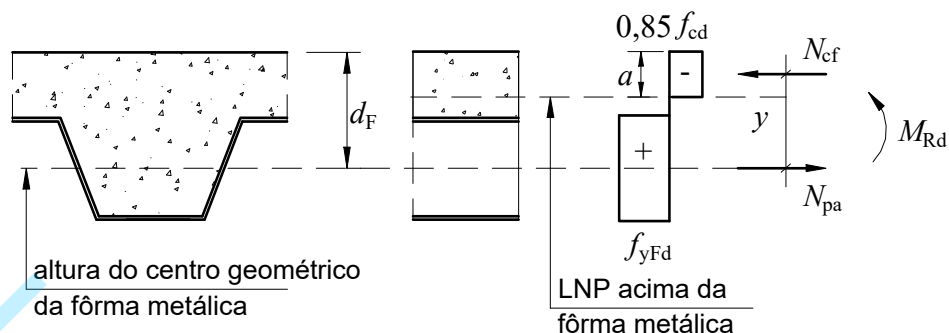


Figura N.2 – Diagrama de tensões para momento positivo - Linha neutra plástica acima da fôrma de aço

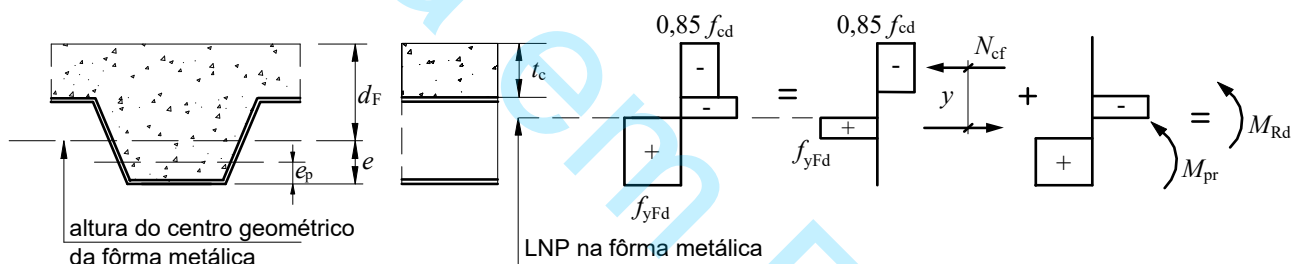


Figura N.3 – Diagrama de tensões para momento positivo - Linha neutra plástica na fôrma de aço

N.3.1.1.3 Caso haja armadura adicional para resistir ao momento fletor positivo, as expressões apresentadas em N.3.1.1.2 devem ser adequadamente ajustadas.

N.3.1.1.4 Deve-se assegurar que não haverá instabilidade local da fôrma de aço preenchida com concreto. Para tanto, a largura plana de todos os elementos da fôrma (Figura N.4), havendo ou não mossa no elemento considerado, deve atender à seguinte exigência:

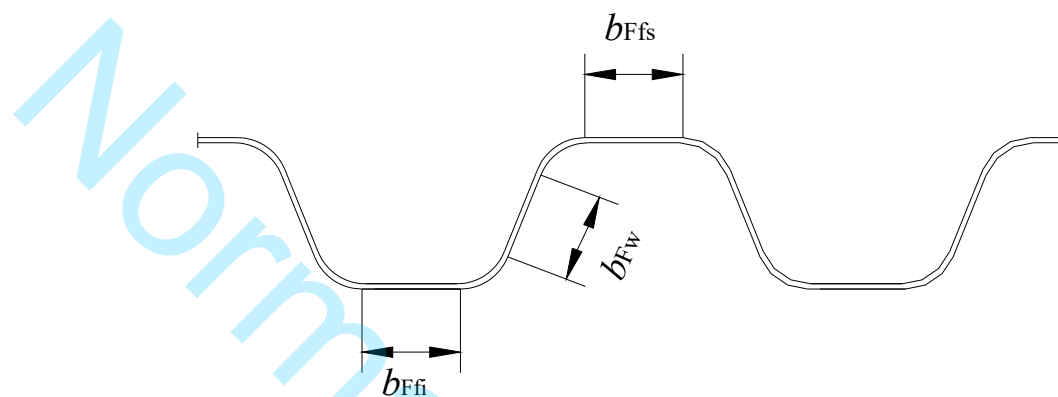
$$b_F \leq \frac{26,49 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{(13\alpha - 1)} t_F \quad \text{quando } \alpha \geq 0,5$$

$$b_F \leq \frac{2,40 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{\alpha} t_F \quad \text{quando } \alpha < 0,5$$

6093 onde:

6094 α é a relação entre a largura da parte comprimida e a largura plana do elemento;

6095 t_F é a espessura da fôrma de aço.



6096

6097 **Figura N.4 – Largura plana dos elementos da fôrma**

6098 **N.3.1.2 Cisalhamento longitudinal**

6099 **N.3.1.2.1** A força cortante resistente de cálculo associada ao cisalhamento longitudinal de lajes com fôrma de
6100 aço incorporada, $V_{\square,Rd}$, em newton, relativa a 1000 mm de largura, pode ser calculada pelo método semi-empírico
6101 $m-k$, usando-se a expressão a seguir:

$$6102 \quad V_{\square,Rd} = \frac{b d_F \left[\left(\frac{m A_{F,ef}}{b L_s} \right) + k \right]}{\gamma_{\square B}}$$

6103 onde:

6104 d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma
6105 (Figura N.5), expressa em milímetros (mm);

6106 b é a largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;

6107 L_s é o vão de cisalhamento, expresso em milímetros (mm), conforme N.3.1.2.2;

6108 m e k são constantes empíricas, em newton por milímetro quadrado (N/mm²), obtidas por meio de ensaios
6109 realizados conforme o Eurocode 4 Part 1-1 ou o CSSBI S2 ou o ANSI/ASCE 3, devidamente adaptadas para
6110 assegurar o nível de segurança desta Norma (no caso das duas últimas normas citadas, são necessárias ainda
6111 adaptações para que as constantes m e k tenham como dimensão força por unidade de área, em newton por
6112 milímetro quadrado);

6113 γ_{\square} é o coeficiente de ponderação da resistência, igual ao determinado pela norma ou especificação utilizada
6114 nos ensaios;

$A_{F,ef}$ é área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1000 mm).

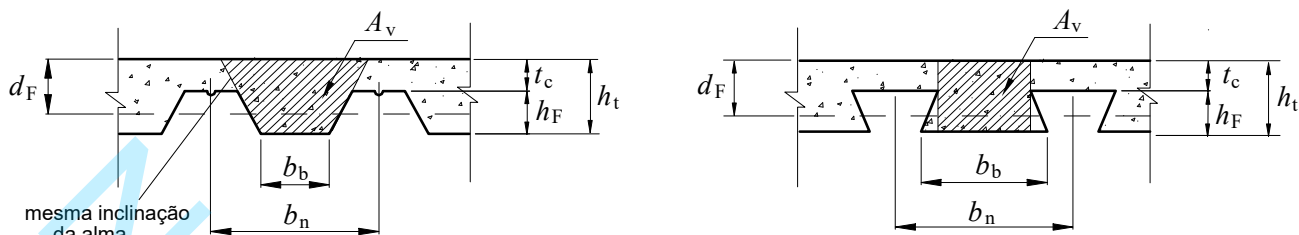


Figura N.5 – Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto

N.3.1.2.2 O vão de cisalhamento L_s deve ser tomado como:

- $L_F / 4$ para cargas uniformemente distribuídas, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras;
- a distância entre uma carga aplicada e o apoio mais próximo para duas cargas concentradas simétricas;
- a relação entre o máximo momento e a maior reação de apoio, para outras condições de carregamento, incluindo combinação de carga distribuída ou cargas concentradas assimétricas (pode-se também efetuar uma avaliação com base em resultados de ensaios).

N.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.

N.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.

N.3.1.3 Cisalhamento vertical

N.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 1000 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 N.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 N.3.1.3.3.

N.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:

$$V_{vc,Rd} = \frac{1000 \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho) A_v}{b_n}$$

com

$$\rho = \frac{A_s}{A_v} \leq 0,02$$

$$k_v = \begin{cases} \left(1,6 - \frac{d}{1000}\right) \geq 1,0 & \text{caso haja armadura longitudinal de tração que se estenda a não} \\ & \text{menos que } d + B_{b,nec} \text{ além da seção considerada} \\ 1,0 & \text{nos outros casos} \end{cases}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{\eta f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

onde:

A_v é a área resistente do concreto (área hachurada da Figura N.5), expressa em milímetros quadrados (mm²);

A_s é a área da armadura longitudinal de tração, referente à área A_v , expressa em milímetros quadrados (mm²);

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 N.5);

$l_{b,nec}$ é 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).

N.3.1.3.3 O limite da força cortante, expresso em newton (N), relativo a 1000 mm de largura, é dado por:

6167
$$V_{\max} = \frac{1\,000 \times 0,285 (f_{ck})^{1/2} A_v}{b_n}$$

6168 **N.3.1.4 Punção**

6169 A força cortante resistente de cálculo à punção provocada por uma carga concentrada, $V_{Rd,p}$, expressa em newton
6170 (N), pode ser determinada pela seguinte expressão (Figura N.6):

6171
$$V_{p,Rd} = u_{cr} d_1 \tau_{Rd}$$

6172 com

6173
$$d_1 = \frac{d_F + t_c}{2}$$

6174
$$\tau_{Rd} = 0,13 k_p (100 \rho f_{ck})^{1/3} \geq 0,30 f_{ctd} \quad (\tau_{Rd} \text{ e } f_{ck} \text{ expressas em megapascal (MPa)})$$

6175
$$k_p = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2,0$$

6176
$$\rho = \sqrt{\rho_F \rho_s} \leq 0,02$$

6177 onde:

6178 u_{cr} é o perímetro crítico, expresso em milímetros (mm), conforme a Figura N.6;

6179 d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma, expressa
6180 em milímetros (mm);

6181 t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço, expressa em milímetros (mm);

6182 ρ_F e ρ_s são as taxas de armadura nas direções longitudinal e transversal à fôrma, dadas por:

6183
$$\rho_F = \frac{A_F + A_{sB}}{d_F (b_p + 2h_r + 3d_F)}$$

6184
$$\rho_s = \frac{A_{st}}{t_c (b_l + 2h_r + 3d_F)}$$

6185 A_F é a área da seção da fôrma de aço, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_F)$, expressa em milímetros quadrados
6186 (mm^2);

6187 $A_{s\Box}$ é a área da armadura longitudinal, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_F)$, expressa em milímetros quadrados
6188 (mm^2);

6189 A_{st} é a área da armadura transversal, referente à largura $(b_l + 2h_r + 3d_F)$, expressa em milímetros quadrados
6190 (mm^2);

b_l e b_p conforme Figura N.6, expressas em milímetros (mm);

h_r é a altura do revestimento da laje, expressa em milímetros (mm), se houver.

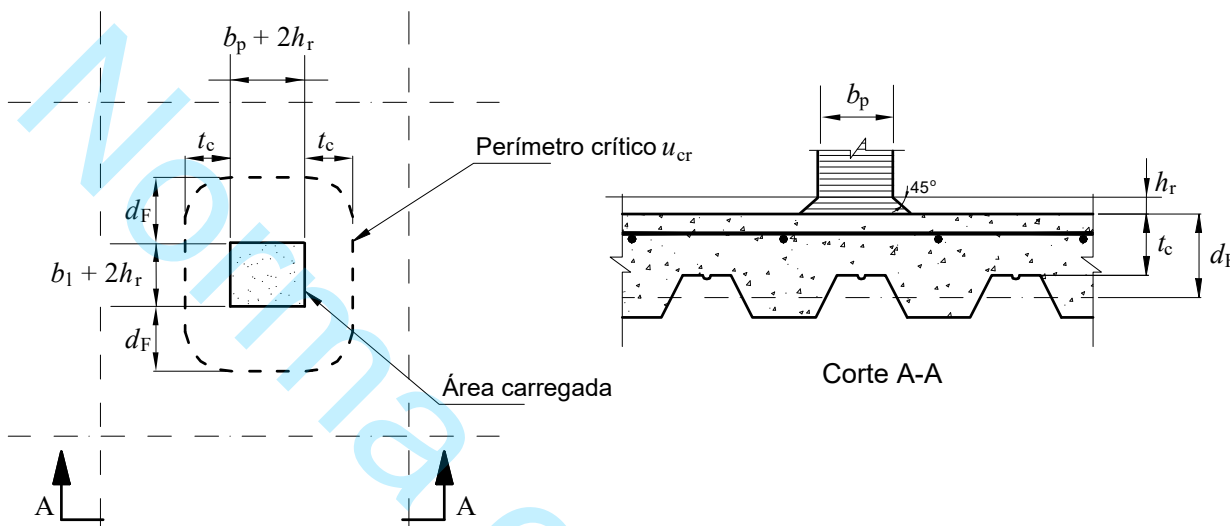


Figura N.6 - Perímetro crítico para punção

N.3.2 Estado-limite de serviço

N.3.2.1 Fissuração do concreto

N.3.2.1.1 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. Opcionalmente, para o concreto de densidade normal, pode ser utilizado o método apresentado em O.5.3.

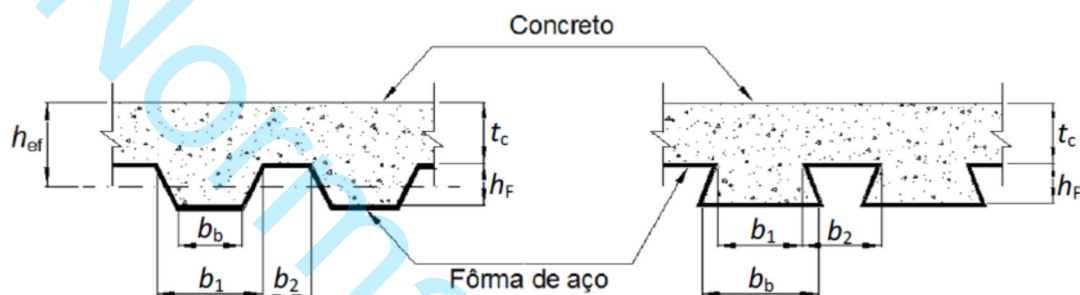
N.3.2.1.2 Para lajes calculadas como simplesmente apoiadas, deve-se colocar armadura para combater os efeitos de retração e temperatura com área não menor que 0,1% da área de concreto acima da face superior da fôrma. Essa armadura deve ser colocada preferencialmente 20 mm abaixo do topo da laje.

N.3.2.1.3 Quando for obrigatório ou se desejar controlar a abertura de fissuras em lajes calculadas como simplesmente apoiadas, uma armadura mínima deve ser posicionada sobre seus apoios. Essa armadura, relativa a 1000 mm de largura da laje, pode ser calculada considerando simplificada a laje mista como um retângulo de largura igual a 1000 mm e uma altura equivalente igual a h_{ef} , dada por (ver Figura N.6):

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_F}{2} \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right)$$

Na falta de um método mais rigoroso, a área dessa armadura pode ser obtida de O.5.2, modificando-se, porém, os valores das seguintes grandezas:

- 6213 A_{ct} , que deve ser tomada como o produto da metade da altura efetiva da laje, h_{ef} , pela largura de 1000 mm;
- 6214 k e k_s , que devem ser tomados iguais a 1,0;
- 6215 k_c , que deve ser tomado igual a 0,4.
- 6216 As demais grandezas devem ser tomadas como em O.5.2. Essa armadura deve ser colocada preferencialmente
- 6217 20 mm abaixo do topo da laje.



6218

6219

Figura N.6 – Dimensões da seção transversal da laje

- 6220 **N.3.2.1.4** Atenção especial deve ser dada à possibilidade de fissuração da laje nos locais onde possa haver
- 6221 tendência de continuidade dos elementos estruturais, como, por exemplo, nas ligações de vigas secundárias com
- 6222 vigas principais e em relação a pilares (ver O.5.2).

6223 **N.3.2.2 Deslocamento vertical**

- 6224 O deslocamento vertical de lajes mistas de aço e concreto não pode ser maior que $L_F / 350$, considerando apenas
- 6225 o efeito das ações variáveis, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras.

6226 **N.4 Ações a serem consideradas**

6227 **N.4.1 Fase inicial**

- 6228 **N.4.1.1** As seguintes ações devem ser levadas em conta na determinação da resistência da fôrma de aço na fase
- 6229 inicial:

- 6230 a) pesos próprios do concreto fresco, da fôrma de aço e da armadura;
- 6231 b) sobrecarga de construção;
- 6232 c) efeito de empçamento, caso o deslocamento ultrapasse o valor dado em N.4.1.4.

6233

- 6234 **N.4.1.2** A determinação dos esforços solicitantes deve levar em conta a seqüência de concretagem.

- 6235 **N.4.1.3** A sobrecarga característica de construção deve ser tomada como o mais nocivo dos seguintes valores:

- 6236 a) carga uniformemente distribuída conforme B.6;



6237 b) carga linear de 2,2 kN/m perpendicular à direção das nervuras da fôrma, na posição mais desfavorável,
6238 somente para verificação do momento fletor.

6239 **N.4.1.4** Se o deslocamento no centro do vão da fôrma, calculado com o seu peso próprio somado ao do concreto
6240 fresco, ultrapassar o valor de $L_F / 250$, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras, o efeito de
6241 empoçamento deve ser levado em conta, considerando-se um acréscimo na espessura nominal do concreto de
6242 70% do valor do deslocamento.

6243 **N.4.2 Fase final**

6244 Para os estados-limites últimos de lajes mistas de aço e concreto, deve-se considerar que todo o carregamento é
6245 sustentado pelo sistema misto de aço e concreto.

6246 **N.4.3 Combinações de ações**

6247 As combinações de ações devem ser feitas de acordo com 4.7, considerando-se a combinação de ações durante a
6248 construção para o dimensionamento da fôrma de aço na fase inicial. Nesse caso, o peso próprio do concreto fresco
6249 deve ser considerado ação variável.

6250 **N.5 Disposições construtivas**

6251 As seguintes disposições construtivas precisam ser obedecidas:

6252 a) a espessura de concreto sobre a fôrma deve ser de no mínimo 50 mm;

6253 b) a dimensão máxima característica do agregado graúdo não deve exceder os seguintes valores:

6254 - $0,40 t_c$, onde t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço (Figura N.5);

6255 - $b_o / 3$, onde b_o é a largura média das nervuras para fôrmas trapezoidais e a largura mínima das nervuras
6256 para fôrmas reentrantes (Figura N.5);

6257 - 30 mm;

6258 c) a armadura adicional necessária para a resistência da laje ao momento positivo e a armadura necessária para
6259 o momento negativo devem obedecer às prescrições da ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal
6260 ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, do Eurocode 2 Part 1-1, para o concreto de baixa densidade;

6261 d) o comprimento mínimo de apoio deve ser o necessário para evitar que se atinjam os estados-limites
6262 correspondentes, tais como enrugamento da alma da fôrma de aço ou esmagamento do apoio; entretanto não
6263 pode ser inferior a 75 mm para apoio em aço ou concreto e 100 mm para apoio em outros materiais. Nas
6264 extremidades da fôrma esses valores podem ser reduzidos para 50 mm e 70 mm, respectivamente.

6265 **N.6 Verificação da laje para cargas concentradas ou lineares**

6266 **N.6.1 Distribuição**

6267 **N.6.1.1** Quando cargas concentradas ou lineares paralelas às nervuras da fôrma de aço forem suportadas pela
6268 laje, pode-se considerá-las como distribuídas em uma largura b_m , medida imediatamente acima do topo da fôrma,
6269 de acordo com a Figura N.8, 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.

N.6.1.2 Para cargas lineares perpendiculares às nervuras, a mesma fórmula de N.6.1.1 pode ser utilizada, desde que a largura b_p seja tomada como o comprimento da carga linear.

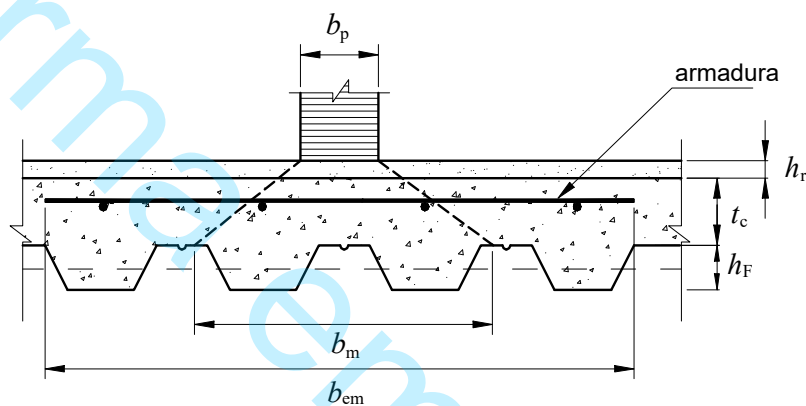


Figura N.8 - Distribuição das cargas concentradas ou lineares

N.6.2 Largura efetiva

N.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.

N.6.2.2 Não podem ser considerados valores para b_{em} e b_{ev} superiores a $2700[t_c/(h_F + t_c)]$, 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 N.8). 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.

N.6.3 Armadura de distribuição

N.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 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 N.9):

$$M_{d,Sd} = \frac{F_d b_{em}}{15w} \text{ ou } M_{d,Sd} = \frac{F_d b_{ev}}{15w}, \text{ o que for aplicável, com}$$

$$w = \frac{L_F}{2} + b_1 \leq L_F$$

onde:

F_d é a carga concentrada de cálculo;

b_1 é a largura da carga concentrada na direção paralela ao vão da laje;

L_F , b_{em} e b_{ev} são dados em N.6.2.

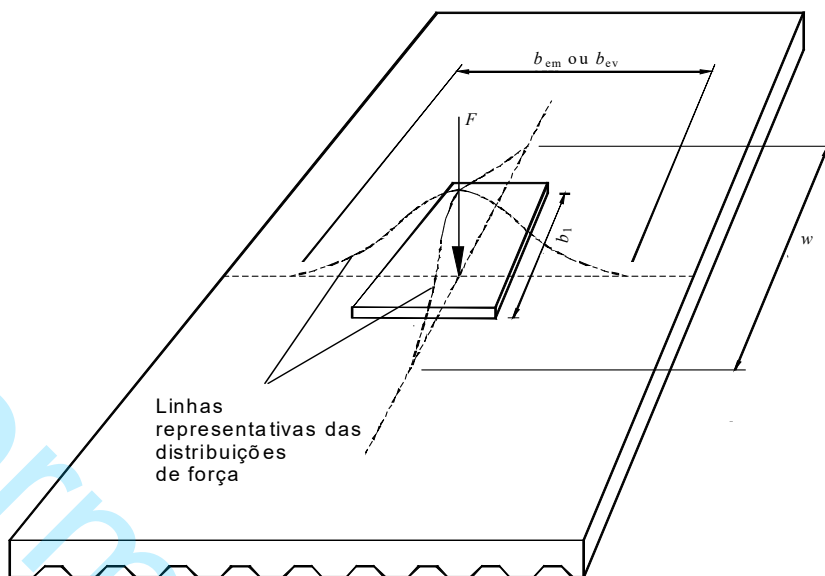


Figura N.9 - Armadura de distribuição

N.6.3.2 Para carga linear paralela ao vão pode-se adotar o mesmo processo descrito em N.6.3.1, tomando-se para F_d o valor da carga no comprimento b_l ou L_F , o que for menor.

N.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 N.3.2.1.

N.7 Aços utilizados para fôrma e revestimento

N.7.1 As fôrmas de aço devem ser fabricadas com chapas de aço estrutural que atendam aos requisitos da ABNT NBR 14762.

N.7.2 Uma galvanização, com massa total de 275 g/m² 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.

N.7.3 Proteções diferentes das citadas em N.7.2 somente podem ser usadas caso seja demonstrado por estudos apropriados que a integridade da fôrma será mantida pelo período de tempo desejado.

/ANEXO N



Anexo O (normativo)

Ligações mistas

O.1 Escopo e esclarecimentos

O.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).

O.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 semirrígida, aumentando substancialmente sua rigidez e sua resistência a momento.

O.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, com aço cuja resistência ao escoamento seja igual ou inferior a 350 MPa. É apresentado um procedimento com base no comportamento dos componentes, válido exclusivamente para as ligações mostradas nas Figuras M.1 a M.4, com os tipos de lajes mencionados em M.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.

O.1.4 Não estão previstos neste Anexo procedimentos para cálculo da força cortante resistente de cálculo dessas ligações, que deverão ser verificadas conforme as condições apresentadas na Seção 6 desta Norma. Informações sobre esses procedimentos podem ser obtidas em S.6.

O.1.5 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).

O.1.6 Ver M.1.1.3.

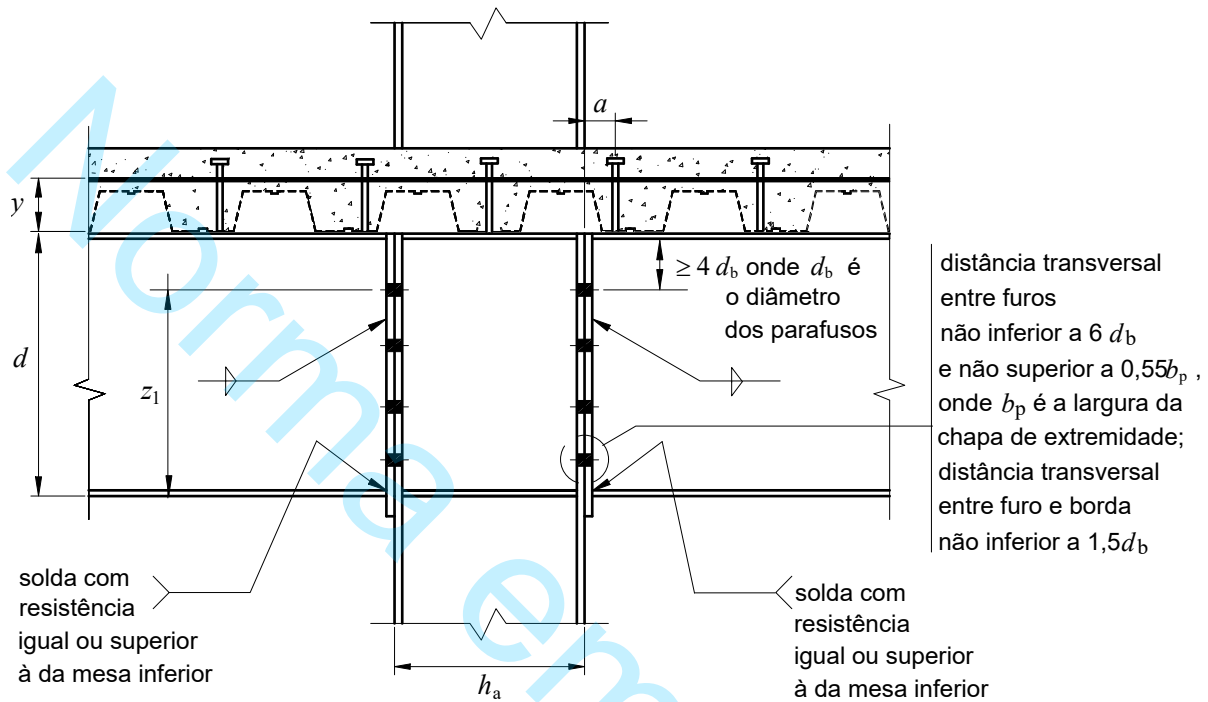


Figura O.1 — Ligação mista com chapa de extremidade com altura total

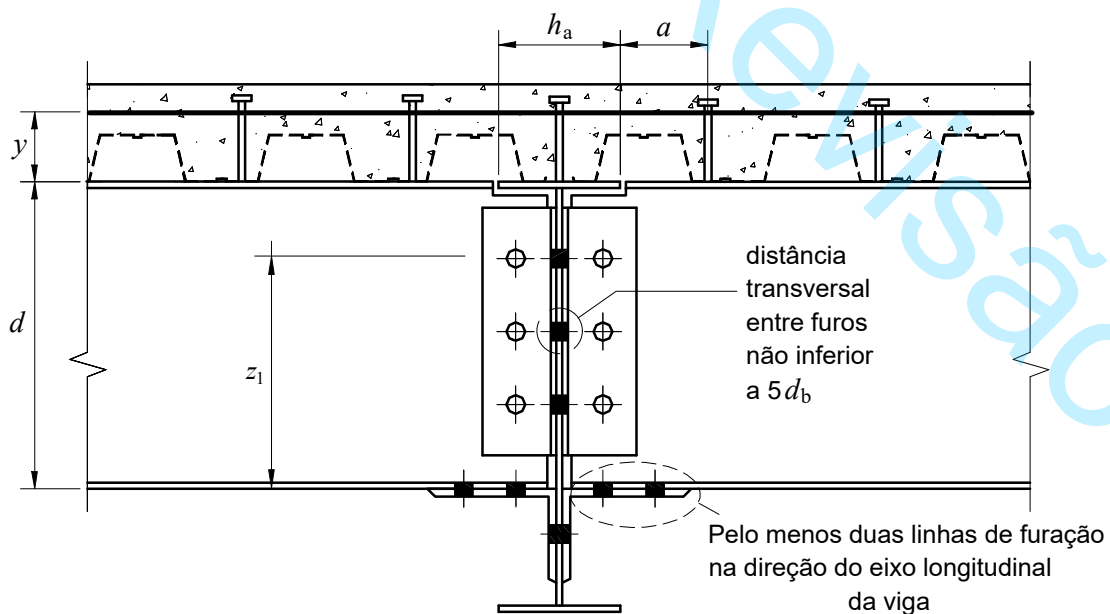


Figura O.2 — Ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma (duas por viga) e na mesa inferior da viga apoiada

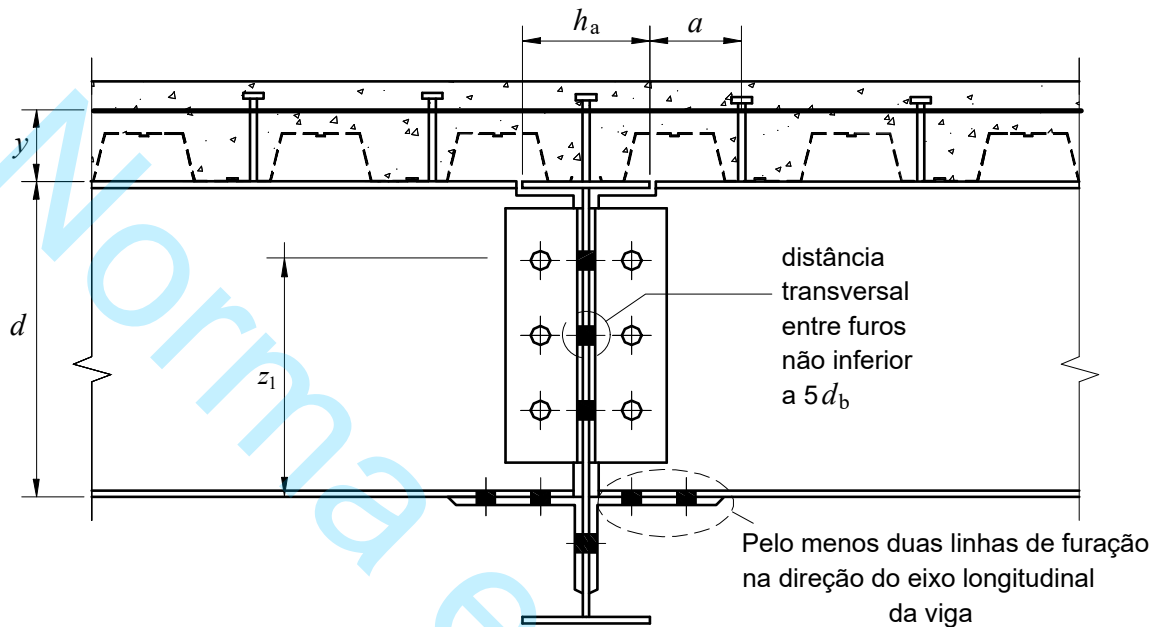


Figura O.3 — Ligação mista com chapa simples parafusada na alma e cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada (Modificar o desenho??)

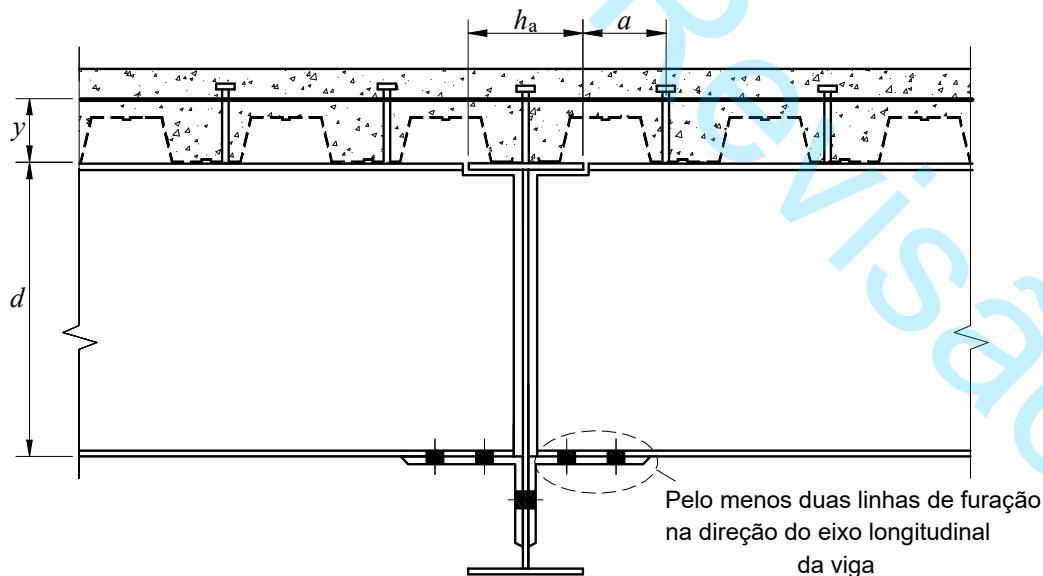


Figura O. 4 — Ligação mista com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada

O.2 Comportamento dos componentes das ligações mistas

O.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 M.2.2, participam da ligação mista.

O.2.2 Largura efetiva e exigências adicionais

A largura efetiva é determinada como em M.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.

O.2.3 Comportamento das barras da armadura tracionada

O.2.3.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial proporcionada pelas barras da armadura da laje de concreto é dada por $k_s = \frac{A_{sB} E_s}{\frac{h_a}{2}}$

onde:

A_{sB} é a área da seção transversal da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da mesa de concreto;

h_a é a largura do elemento de apoio, paralelamente à armadura (Figuras O.1 a O.4);

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura.

O.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:

$$F_{s,Rd} = f_{sd} A_{sB}$$

O.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 à face e até ao 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 O.5), igual a:

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \Delta \varepsilon_{sr} + \delta_o \left(1 - \frac{\sigma_{srB}}{f_{ys}} \right) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy})$$

com:

β_t igual a 0,4;

δ_o igual a 0,8;

$$\Delta \varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} k_c}{\delta_s E_s}$$

$$\sigma_{srB} = \frac{f_{ctm} k_c}{\delta_s} \left(1 + \frac{\delta_s E_s}{E_c} \right)$$

f_{ctm} igual à resistência média do concreto à tração, dada em M.5.3.1;

k_c definido em M.5.2.2;

δ_s igual à taxa de armadura (relação $A_{s\Box}/A_c$);

A_c igual à área da mesa de concreto;

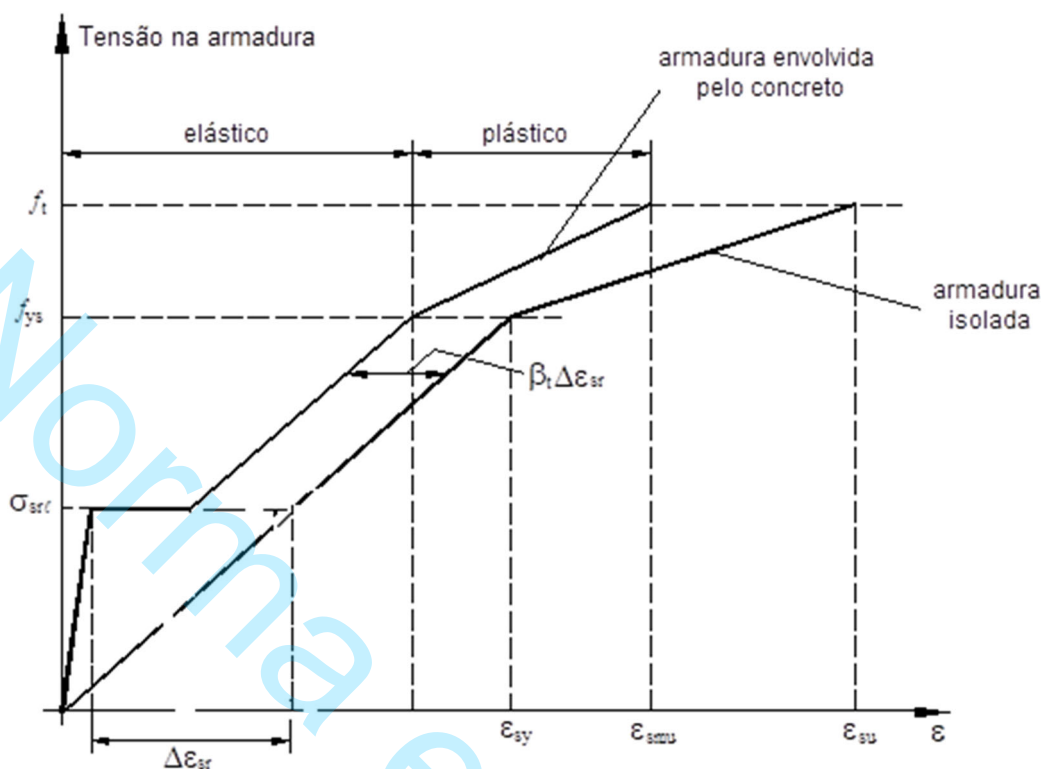
ε_{sy} e ε_{su} iguais às deformações correspondentes à resistência ao escoamento e à resistência máxima à tração da armadura isolada, respectivamente.

Figura O.5 —Diagrama dos comportamentos idealizados tensão-deformação da armadura isolada e da armadura envolvida pelo concreto

O.2.4 Comportamento dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo

O.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 a rigidez de um conector, podendo ser tomado igual a:

- 120 kN/mm, para conectores com diâmetro de 22 mm em lajes maciças;

- 100 kN/mm, para conectores com diâmetro de 19 mm em lajes maciças e em lajes mistas de aço e concreto com nervuras paralelas ao perfil de aço;

- 70 kN/mm e 50 kN/mm, para conectores com diâmetro de 19 mm em lajes mistas de aço e concreto com nervuras perpendiculares ao perfil de aço, correspondentes aos casos de um e dois conectores por nervura, respectivamente;

$$\alpha = v - \frac{(v-1)(d+y)}{d_s(\xi+1)}$$

$$\xi = \frac{I_a}{d_s^2 A_{sB}}$$



$$v = \sqrt{\frac{(\xi + 1)n k_r L_1 d_s^2}{E_a I_a}}$$

de y são grandezas geométricas, mostradas nas Figuras O.1 a O.4;

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.

O.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 M.4.2.

O.2.4.3 Capacidade de deformação

A capacidade de deformação dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo é dada por:

$$s^{(B)} = 2s^{(A)} \frac{F_s^{(B)}}{F_s^{(A)}}$$

onde:

$$s^{(A)} = \frac{0,7Q_{Rk}}{k_r} \text{ sendo } Q_{Rk} \text{ é a força resistente nominal de um conector, igual a } \gamma_{cs} Q_{Rd} \text{ (ver M.4.2.1.1);}$$

$$F_s^{(A)} = k_{cs} s^{(A)}$$

$$F_s^{(B)} = A_{sB} f_{ys}$$

O.2.5 Comportamento das partes metálicas da ligação mista

O.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 O.1 a O.3, considerando-se esta ligação apenas para a transmissão da força cortante. Para essa simplificação, é necessário que as espessuras das cantoneiras da alma na Figura O.2 e da chapa de extremidade na Figura O.1 não superem 0,5 vez o diâmetro dos parafusos e que, para a ligação da Figura O.2, a posição da LNP dada pela equação de y_{LNP} de O.3.3 respeite a limitação dada na Figura O.6. Para o caso da Figura O.3, os furos da chapa de ligação da alma deverão ser pouco alongados na direção paralela ao eixo da viga (ver Tabela 12), a distância entre o centro do furo e a extremidade da chapa, na direção paralela ao eixo da viga, não pode ser inferior a 2 vezes o diâmetro dos parafusos e estes deverão ser montados em condição de pré-protensão, ou seja, não poderão ser montados com protensão inicial. Além disso, a espessura da chapa de ligação da alma ou da alma da viga, a que for menor, não poderá ser superior a 0,5 vezes o diâmetro do parafuso. A dimensão da perna da solda de filete da chapa de ligação da alma no elemento suporte deverá ser igual ou superior a $5/8$ da espessura da chapa – ver Figura O.3. Em todos os casos das Figuras O.1 a O.3, a resistência ao escoamento dos elementos de ligação da alma deverá ser inferior ou igual a 350 MPa.

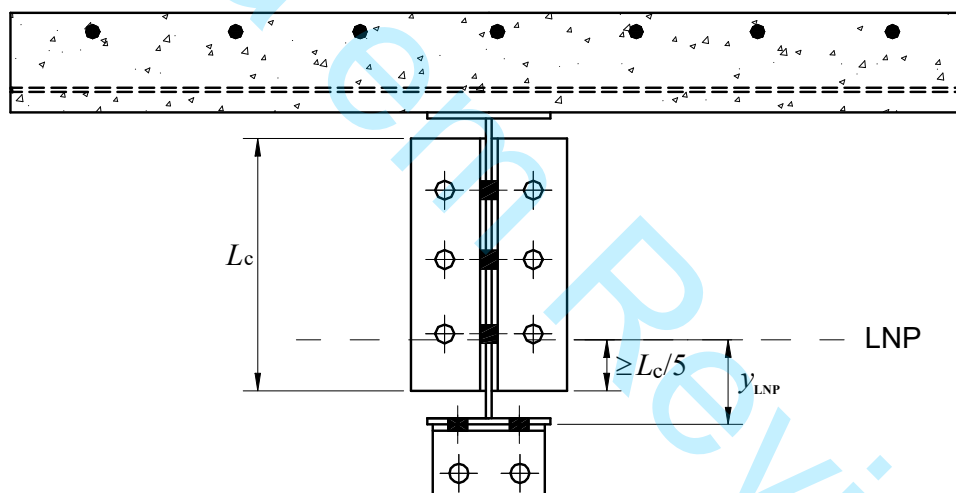


Figura O.6 —Limitação da posição da LNP para a ligação da Figura O.2

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.



6484 **O.2.5.2 Ligação da mesa inferior da viga apoiada**

6485 **O.2.5.2.1 Enrijecedores da alma do pilar**

6486 Na rigidez, na resistência e na capacidade de deformação dadas em O.2.5.2.2 e O.2.5.2.3, quando as ligações são
6487 feitas com as mesas de um pilar, considera-se que haja um par de enrijecedores na alma do pilar, como mostrado
6488 na Figura O.1, com área superior ou igual à da mesa inferior da viga apoiada (nas Figuras O.2 a O.4, caso as
6489 ligações fossem com as mesas de um pilar, deveria haver o par de enrijecedores com a área citada, no mesmo
6490 nível da aba horizontal da cantoneira). O dimensionamento desses enrijecedores deve ser feito conforme 5.7.
6491 Caso se deseje não usar tais enrijecedores, devem-se alterar adequadamente a rigidez, a resistência e a capacidade
6492 de deformação da ligação da mesa inferior.

6493 **O.2.5.2.2 Ligação mista com chapa de extremidade com altura total (Figura O.1)**

6494 **O.2.5.2.2.1 Rigidez inicial**

6495 Considera-se que a rigidez inicial da ligação da mesa inferior com solda de penetração total, ou com filete duplo
6496 de resistência de cálculo pelo menos 20 % superior à da mesa ao escoamento, seja infinita:

6497
$$k_i = \infty$$

6498 **O.2.5.2.2.2 Força resistente de cálculo**

6499 A força resistente de cálculo é baseada na resistência ao esmagamento da mesa inferior (com a solda atendendo
6500 a O.2.5.2.2.1) e deve ser igual ou superior à da armadura. Logo:

6501
$$F_{i,Rd} = 1,25 f_{yd} A_{fi} \geq F_{s,Rd}$$

6502 onde A_{fi} é a área da mesa inferior do perfil de aço.

6503 **O.2.5.2.2.3 Capacidade de deformação**

6504 Considera-se que a capacidade de deformação da ligação (com a solda atendendo a O.2.5.2.2.1) seja nula:

6505
$$\Delta_{ui} = 0$$

6506 **O.2.5.2.3 Ligações com cantoneiras ou chapa simples parafusadas na alma e na mesa inferior ou apenas com**
6507 **cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada (Figuras O.2 a O.4)**

6508 **O.2.5.2.3.1 Rigidez inicial**

6509 A rigidez inicial da ligação parafusada da mesa inferior do perfil de aço, considerando-se que a folga entre os
6510 parafusos e os furos tenha desaparecido na fase de montagem e concretagem, sem escoramento, é dada por:

6511
$$k_i = \frac{n_B}{\frac{1}{k_{p1}} + \frac{1}{k_{p2}} + \frac{1}{k_b}}$$

6512 onde:

n 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;

$$k_{p1} = 24 k_s k_{t1} d_b f_{u1}$$

$$k_{p2} = 24 k_s k_{t2} d_b f_{u2}$$

$$k_b = \frac{16 f_{ub} d_b^2}{d_m}$$

$$k_s = \frac{S}{4 d_b} + 0,375 \leq 1,25 \text{ (parâmetro associado ao rasgamento entre furos; não existe rasgamento entre furo e borda em juntas comprimidas);}$$

$$k_{t1} = \frac{1,5 t_{p1}}{d_m} \leq 2,5$$

$$k_{t2} = \frac{1,5 t_{p2}}{d_m} \leq 2,5$$

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.

O.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, medida no plano perpendicular à força.

Na ligação apenas com cantoneiras na mesa inferior (Figura O.4), a ligação dessa mesa é responsável também pela transmissão da força cortante, cujo efeito deve ser superposto ao da força de compressão.

O.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:

$$\Delta_{ui} = 3 \text{ mm}$$

O.3 Propriedades fundamentais da ligação mista completa

O.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 O.7):

$$S_i = \frac{M}{\theta} = \frac{(d + y)^2}{\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_{cs}} + \frac{1}{k_i}}$$

onde:

d e y são a altura do perfil de aço e a distância do topo do perfil ao centro da armadura, respectivamente, conforme Figuras O.1 a O.4;

k_s é a rigidez inicial das barras da armadura, determinada conforme O.2.3.1;

k_{cs} é a rigidez inicial dos conectores, determinada conforme O.2.4.1;

k_i é a rigidez inicial da ligação inferior dada em O.2.5.2.2 ou O.2.5.2.3, o que for aplicável.

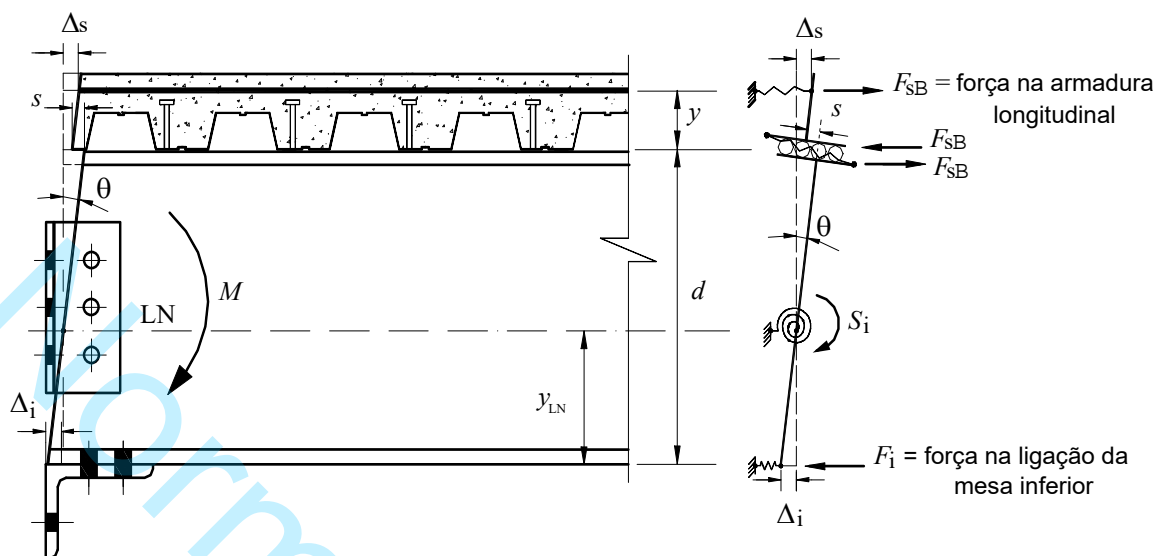


Figura O.7 – Modelo para a rigidez do conjunto da ligação mista

O.3.2 Momento fletor resistente

O momento fletor resistente da ligação mista dado a seguir é baseado nas seguintes condições:

Annex ZA 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 O.2.4.2 e O.2.5.2);

Annex ZB 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;

Annex ZC 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;

Annex ZD não pode ser reduzido pela instabilidade por distorção da viga mista junto à ligação (ver O.2.5);

Annex ZE a força axial na viga apoiada é desprezável.

Atendidas tais condições, o momento fletor resistente de cálculo é:

$$M_{Rd}^- = f_{sd} A_{sB} (d + y)$$

onde A_{sB} é a área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto.

O.3.3 Capacidade de rotação

A capacidade de rotação da ligação é determinada atribuindo-se aos deslocamentos dos componentes seus valores-limites:

$$\theta_u = \frac{\Delta_{us} + \Delta_{ui} + s^{(B)}}{d + y}$$

com Δ_{us} , Δ_{ui} , e $s^{(B)}$ determinados de acordo com O.2.3.3, O.2.5.2.2.3 ou O.2.5.2.3.3 (conforme o caso abordado) e O.2.4.3, respectivamente;

A posição da linha neutra plástica, a partir da face inferior do perfil de aço, é obtida pela equação:

$$y_{LNP} = \frac{(d + y) \Delta_{ui}}{\Delta_{us} + \Delta_{ui} + s^{(B)}}$$

O.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 O.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 elastoplástico, 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 M.2.3.1.1), aços estruturais com resistências ao escoamento, f_y , de 350 MPa e 250 MPa, três tipos de carregamento e diferentes relações entre vão e altura da seção mista. Para que as Tabelas sejam aplicáveis é necessário que:

- [1] o momento fletor resistente de cálculo da ligação seja igual ou superior a 30 % de M_{Rd} dado em M.2.3;
- [2] 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.

No caso de construções escoradas, as rotações necessárias são inferiores aos valores tabelados, podendo ser tomadas iguais a 70 % destes valores.

Tabela O.1 — Capacidade de rotação necessária (mrad) - $\beta_{vm} = 0,95$



L/d_t	$f_y = 350 \text{ MPa}$		$f_y = 250 \text{ MPa}$	
	DL e 1CL	2CL	DL e 1CL	2CL
15	29	43	28	38
20	46	64	35	48
25	57	80	42	57
30	67	95	50	67

Tabela O.2—Capacidade de rotação necessária (mrad) - $\beta_{vm} = 0,90$

L/d_t	$f_y = 350 \text{ MPa}$		$f_y = 250 \text{ MPa}$	
	DL e 1CL	2CL	DL e 1CL	2CL
15	22	32	21	28
20	35	48	27	36
25	43	60	32	43
30	50	71	38	51

Tabela O.3 — Capacidade de rotação necessária (mrad) - $\beta_{vm} = 0,85$

L/d_t	$f_y = 350 \text{ MPa}$		$f_y = 250 \text{ MPa}$	
	DL e 1CL	2CL	DL e 1CL	2CL
15	15	22	14	19
20	23	32	18	24
25	29	40	21	29
30	34	48	25	33

As Tabelas O.1, O.2 e O.3 podem ser usadas para outras situações, fazendo-se os seguintes ajustes:

- para aços estruturais com resistência ao escoamento, f_y , entre 250 MPa e 350 MPa, pode-se interpolar linearmente nas Tabelas (não são previstos aços com resistência ao escoamento maior que 350 MPa);
- para valores intermediários de L/d_t , pode-se interpolar linearmente nas Tabelas;
- para valores intermediários de β_{vm} , pode-se interpolar linearmente entre os valores das Tabelas O.1 a O.3.



6615 **O.5 Análise de vigas mistas semicontínuas**

6616 **O.5.1 Fase inicial (antes de o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão**
6617 **especificada) - Construção não-escorada**

6618 A determinação de flechas e de momentos fletores (característicos e de cálculo) apenas no perfil de aço pode ser
6619 feita considerando-se as ligações como flexíveis (momento nulo), no caso da ligação da Figura O.4. Nos casos
6620 das ligações das Figuras O.1 a O.3 pode-se considerar as ligações metálicas como semirrígidas ou,
6621 conservadoramente, como flexíveis. O momento fletor resistente de cálculo do perfil de aço deve ser igual ou
6622 superior ao momento fletor solicitante de cálculo.

6623 **O.5.2 Fase final (após o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada) -**
6624 **Construção não-escorada**

6625 Os procedimentos de análise para sistemas contínuos e semicontínuos são dados em 4.10 e em O.1.2.

6626
6627 /ANEXO O
6628
6629
6630
6631
6632
6633



Anexo P (informativo)

Uso de elementos finitos para análise de estruturas de aço

P.1 – Aplicabilidade ou Escopo

Este anexo fornece informações para análise de estruturas de aço pelo método dos elementos finitos (MEF) na determinação dos estados limites últimos, de serviço e de fadiga na verificação de elementos e ligações.

Este anexo é indicado para profissionais com experiência no uso do Método dos Elementos Finitos.

P.2 – Escolha do modelo

A escolha do modelo de análise pelo MEF depende do estado limite estudado, a Tabela P.1 é um guia para escolha do tipo de análise:

Tabela P.1 – Tipos de análise do MEF

N	Comportamento material	Comportamento geométrico	Inclusão de imperfeições	Exemplo de aplicação
1	Linear	Linear	Não	Capacidade resistente elástica
2	Não linear	Linear	Não	Capacidade resistente plástica
3	Linear	Não Linear	Não	Carga limite elástica de estabilidade
4	Linear	Não Linear	Sim	Carga limite plástica de estabilidade
5	Não Linear	Não Linear	Sim	Capacidade resistente limite elatoplástica

P.3 – Recomendações para aplicação do MEF

No uso de MEF alguns cuidados importantes dever ser atendidos:

- A modelagem do elemento estrutural e suas condições de contorno;
- A escolha do software e a documentação dos métodos usados nele;
- A inclusão de imperfeições de maneira explícita;



- Os modelos de comportamento do material;
- A modelagem das ações e suas combinações;
- A correta da adequação dos critérios para os estados limites últimos;
- Os coeficientes de ponderação das ações.

P.4 Sobre os modelos de elementos finitos

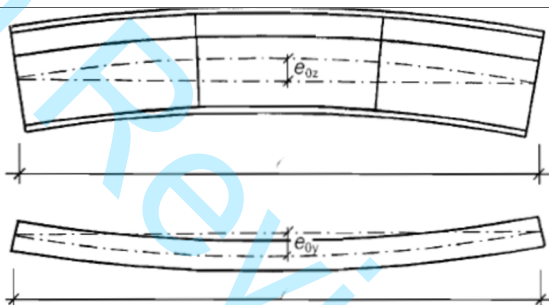
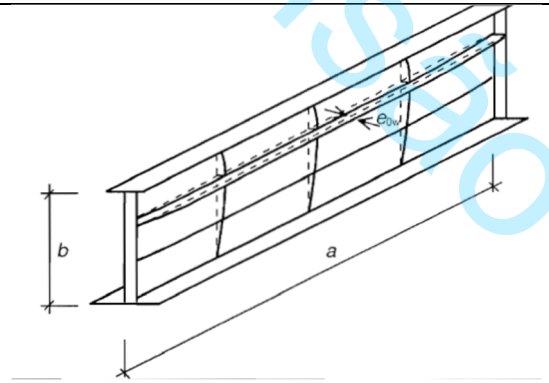
- (a) A escolha dos modelos de Elementos Finitos (elementos de casca ou de volume) e o tamanho da malha são determinantes na qualidade da resposta estrutural. Para validar a qualidade do modelo, um aumento de refinamento e a convergência de resultados precisa ser verificada.
- (b) O modelo de MEF pode ser desenvolvido em partes ou no modelo integral do projeto.
- (c) As condições de apoio, interface e ações aplicadas devem ser tais que gerem resultados a favor da segurança.
- (d) As dimensões geométricas devem ser usadas com seus valores nominais.
- (e) Todas as imperfeições devem ser consideradas na forma e amplitude de acordo com o item P.5.
- (f) As propriedades do material devem ser conforme P.6.

P.5 – Uso de imperfeições

- (a) Quando imperfeições devam ser incluídas no modelo do MEF, estas devem ser geométricas e estruturais;
- (b) Podem ser usadas imperfeições estruturais geométricas equivalentes, quando não for realizado uma análise mais refinada; Imperfeições podem ser baseadas no modo de instabilidade elástica com amplitudes definidas neste anexo; As imperfeições materiais em termos de tensões residuais podem ser representadas por padrões de tensões durante a fabricação com amplitudes equivalentes aos valores médios esperados;
- (c) A direção de aplicação das imperfeições deve ser tal que seja obtida a menor capacidade resistente do modelo;
- (d) Para aplicação das imperfeições equivalentes as Tabelas P.2 e a Figura P.1 podem ser usadas.
- (e) No uso de imperfeições combinadas a principal deve ser escolhida e a secundária terá seu valor reduzido a 70% do previsto. Qualquer tipo de imperfeição deve ser definido como principal e as outras como secundárias. Imperfeição geométricas equivalentes podem ser substituídas por forças equivalentes atuando no elemento.

Tabela P.2 – Imperfeições geométricas equivalentes

Tipo de imperfeição	Componente ou elemento	Modo de deformação	Amplitude
Global	Barra com comprimento l	Forma senoidal	Ver EN 1993-1-1, Tabela 5.1
Global	Enrijecedor longitudinal com comprimento a	Forma senoidal	Mínimo de $a/400$ e $b/400$
Local	Painel ou sub-painel com vão curto a ou b	Modo de instabilidade elástica	Mínimo de $a/200$ e $h/200$
Local	Enrijecedor ou aba sujeita a empenamento	Empenamento	$1/50$

Tipo de imperfeição	Elemento
Imperfeição global do elemento com comprimento l	
Enrijecedor longitudinal com comprimento a	

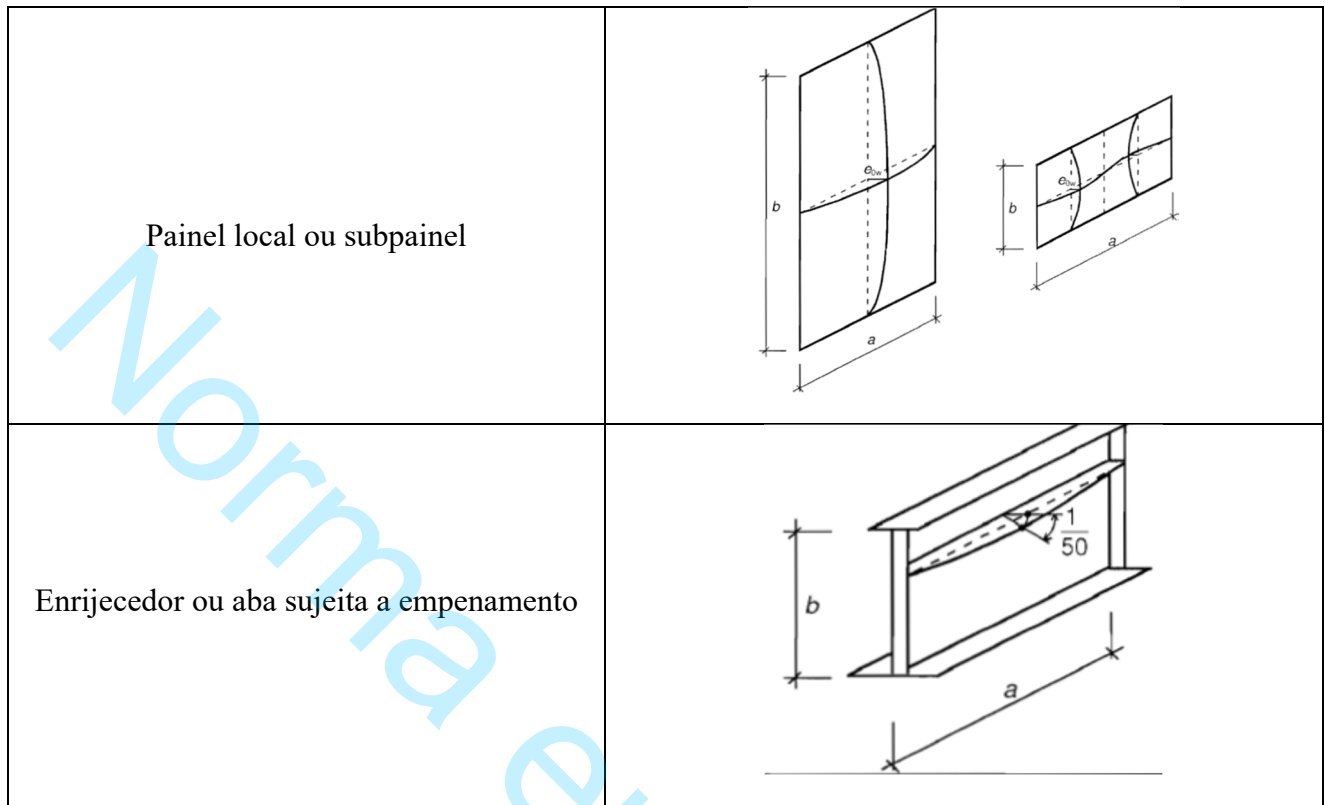


Figura P.1 – Modelos de imperfeições geométricas

PQ.6 – Modelos constitutivos do material

Tabela P.3 - Modelos constitutivos do material

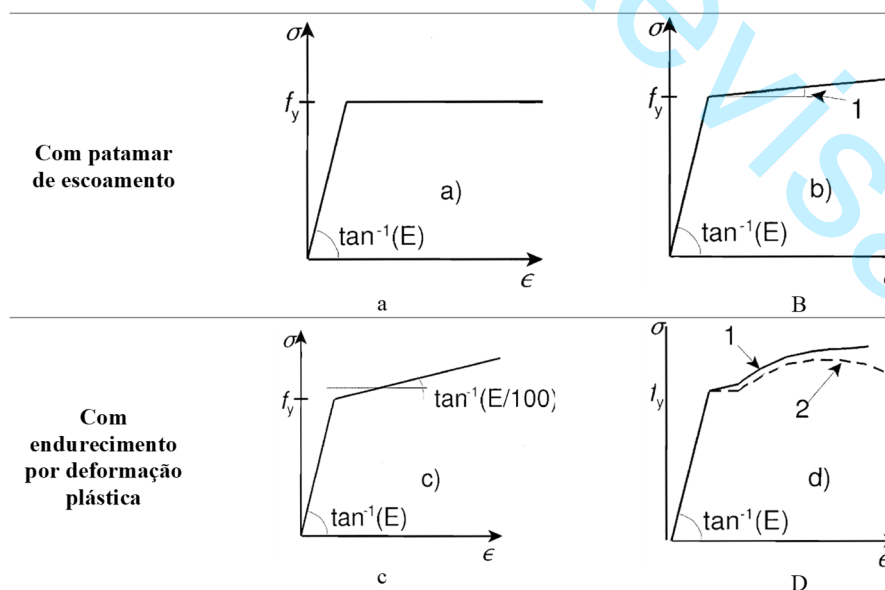




Tabela P.4 - Padrões de tolerância (ABNT NBR 5884)

Padrões de tolerância	Aplicações usuais
I	Elementos estruturais sujeitos a ações cíclicas, como vigas de rolamento para ponte rolante altamente solicitada e estruturas especiais que requerem elevado rigor de tolerâncias
II	Estruturas convencionais, como galpões industriais e edifícios comerciais e residenciais
III	Estruturas secundárias e complementares, como estacas e postes
NOTA Para estruturas que requerem um maior rigor de tolerância, especificações adequadas devem ser indicadas em projeto.	

/ANEXO P



Anexo Q (informativo)

Bibliografia

Q.1 Generalidades

Este Anexo apresenta, de Q.2 a Q.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.

Q.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.

Q.3 Textos de interesse do Anexo F

- 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 (ILFA), Santiago, Chile].

Q.4 Textos de interesse de I.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 n° 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.



- 6731 e) Applied Technology Council (1999). Minimizing floor vibration. ATC Design guide 1, Applied
6732 Technology Council, Redwood City, CA.

6733 **Q.5 Textos de interesse do Anexo K**

- 6734 a) Keane, J., “Steel Structures Painting Manual”, volumes 1 e 2, Steel Structures Painting Council (SSPC), 1982.
6735 b) Gnecco, C., Mariano, R. e Fernandes, F., “Tratamento de Superfície e Pintura”. Série “Manual de Construção
6736 em Aço”, Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), Rio de Janeiro, 2003.

6737 **Q.6 Textos de interesse de O.1.3**

- 6738 a) Leon, R. T.; Hoffman, J. J. & Staeger, T. (1996). Partially restrained composite connections. Steel Design
6739 Guide series 8, American Institute of Steel Construction, Chicago.
6740 b) Couchman, G. H. & Way, A. (1998). Joints in Steel Construction: composite connections. SCI-213, The Steel
6741 Construction Institute, SCI & BSCA, Ascot.