



III Seminário Sul
Brasileiro de Pontes
e Estruturas

10 de novembro
PUCRS
Porto Alegre - RS



Uma visão do projeto da **NBR 8800:2023**

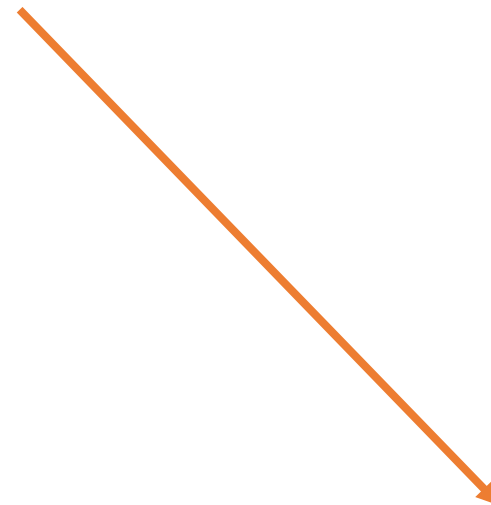
Zacarias M. Chamberlain Pravia

Palestra III Seminário Sul Estruturas

WhatsApp group



**Para perguntas faça sua inscrição no grupo, e
Marque o número de slide**





III Seminário Sul Brasileiro de Pontes e Estruturas

10 de novembro
PUCRS
 Porto Alegre - RS

NB-14 (1958, 1968) 26

NBR 8800 (1988) – 200

NBR 8800 (2008) – 237

NBR 8800(2024?) – 286 ←

Norma Brasileira 1968

ABNT Cálculo e Execução de Estruturas de Aço **NB-14**

Norma aprovada em 1958
 Revisada em 1968

1. GENERALIDADES

1.1 **Objetivo** — Esta Norma fixa as condições gerais que devem ser obedecidas no projeto e execução de estruturas comuns de aço para edifícios.

As estruturas de aço ou partes de estruturas soldadas obedecerão, além do indicado nesta Norma, às prescrições da PN-8.117.

1.2 **Projeto** — As estruturas comuns de edifícios a serem executadas total ou parcialmente com aço deverão obedecer a projetos organizados de acordo com esta Norma. Estes projetos compreenderão cálculos estáticos, desenhos e memorial justificativo e só poderão ser emitidos por profissionais diplomados de acordo com a legislação em vigor. Nos desenhos devem constar indicações sobre os tipos de aço previstos no projeto estrutural.

1.3 **Notações.**

1.3.1 **Grandezas lineares**

b = largura de uma chapa; largura da mesa comprimida de uma viga.
 d = diâmetro nominal do rolão.
 i = raio de giração.
 l = vão teórico; comprimento de barra reta.
 l_v = vão livre.
 l_{fb} = comprimento de flambagem.
 t = espessura de uma chapa; espessura da mesa comprimida de uma viga.

1.3.2 **Cargas e esforços solicitantes**

q = carga uniformemente distribuída.
 M = momento fletor.
 M_y = momento de torção.
 N = esforço normal.
 Q = esforço cortante.

1.3.3 **Tensões**

σ_x = tensão normal de compressão.
 σ_y = limite de escoamento do aço.
 σ_z = tensão normal devida à flexão.
 σ_t = tensão normal de tração.
 σ_{xy} = tensão normal paralela ao eixo dos x .
 σ_{xy} = tensão normal paralela ao eixo dos y .
 σ_z = tensão admitida à compressão na flexão.
 σ_z = tensão admitida à compressão.
 σ_z = tensão admitida à tração.
 τ = tensão de cisalhamento.
 τ = tensão admitida ao cisalhamento.

1.3.4 **Diversas**

E = módulo de elasticidade do aço, admitido igual a 2100 t/cm².
 J = momento de inércia.
 M_y = momento mínimo de uma área.
 $\beta = \frac{l_v}{i}$
 $\lambda = \frac{l_v}{i}$ = índice de esbeltez.
 ν = coeficiente de Poisson do aço, admitido igual a 0,3.

2. CARGAS E EFEITOS DE COAÇÃO

No cálculo das estruturas devem ser consideradas as influências seguintes, além de outras que possam ocorrer em caso especial:

2.1 **Carga permanente**

2.1.1 A carga permanente será constituída pelo peso próprio de estruturas e por telas ou sobrecargas fixas. A carga permanente, avaliada depois de dimensionada definitivamente a estrutura, não deve diferir de mais de 3% do inicialmente admitida para o cálculo respectivo.

2.2 **Carga acidental**

As cargas acidentais serão as fixadas neste item, na NBR-8 ou em outras que se estabelecerem para casos especiais e as que decorrem, eventualmente, de operações de montagem.

2.2.1 As estruturas que suportam pontas rolantes deverão ser também calculadas para o efeito de cargas horizontais atuantes na altura do vão do trilho e dirigidas segundo a direção da marcha (frenagem ou aceleração da ponte, choque da ponte com o paracheque), ou perpendicularmente à mesma (impacto lateral, lançamento de cargas com cabo inclinado, frenagem ou aceleração de trilho).

2.2.1.1 A carga longitudinal de frenagem ou aceleração, quando não for determinada de forma wista exata, será admitida como igual a 1,7 t de carga de trilho ou rodas freadas.

2.2.1.2 A carga horizontal longitudinal de choque da ponte rolante com cada pára-choque dependerá das características

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

SEDE: Rio de Janeiro: Av. Almirante Barroso, 54, gr. 1506, Caixa Postal 1500 — DELIBRACIA: São Paulo: Rua Marquês de São Carlos, 149, Caixa Postal 491 — Salvador: Av. Joana Angélica, 8 s/n. 1.º andar — Porto Alegre: Av. Ottonio Aranha, 71, Rio de Janeiro: Av. Costa de Souza, 69 — Curitiba: Caixa Postal, 108 — Belo Horizonte: Rua da Bahia, 1146, gr. 1007/11 — Brasília: SIO 307 III, "B", apto. 308 — Campinas Grande: Av. Agrícola Veloso, 103 — Fortaleza: Av. Universidade, 1468.

Reprodução proibida

ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

SISTEMA NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇÃO E QUALIDADE INDUSTRIAL

PROJETO E EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE AÇO DE EDIFÍCIOS

(método dos estados limites)

PROCEDIMENTO

ABNT-NB-14/86
 NBR 8800/86

ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

SISTEMA NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇÃO E QUALIDADE INDUSTRIAL

ABNT NBR 8800:2008

PROJETO DE ESTRUTURA DE AÇO E DE ESTRUTURA MISTA DE AÇO E CONCRETO DE EDIFÍCIOS

Edição de Lançamento

PAZROCÍNIO

CBCA
 Centro Brasileiro da Construção em Aço

ABNT ABNT/CB-02-002125.003
 PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
 NOVEMBRO 2023

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.
 Keywords: Design, Structure, Steel, Steel and concrete, Buildings.

Sumário

Introdução	xi
1 Escopo	1
2 Referências normativas	1
3 Simbologia e unidades	5
3.1 Letras romanas minúsculas	5
3.2 Letras romanas maiúsculas	6
3.3 Letras gregas minúsculas	7
3.4 Letras gregas maiúsculas	8
3.5 Símbolos subscritos	8
3.5.1 Letras romanas minúsculas	8
3.5.2 Letras romanas maiúsculas	9
3.6 Unidades	9
4 Condições gerais de projeto	9
4.1 Generalidades	9
4.2 Desenhos de projeto	10
4.3 Desenhos de especificação	10
4.4 Desenhos de montagem	10
4.5 Avaliação de conformidade de projeto	11
4.6 Materiais	11
4.6.1 Introdução	11
4.6.2 Aços estruturais e materiais de ligação	11
4.6.3 Concreto e aço das armaduras	13
4.7 Segurança e estados-limite	14
4.7.1 Critérios de segurança	14
4.7.2 Estados-limite	14
4.7.3 Condições usuais relativas aos estados-limite últimos (ELU)	14
4.7.4 Condições usuais relativas aos estados-limite de serviço (ELS)	14
4.8 Ações	15
4.8.1 Ações a considerar e classificação	15
4.8.2 Ações permanentes	15
4.8.3 Ações variáveis	15
4.8.4 Ações excepcionais	16
4.8.5 Valores das ações	16
4.8.6 Coeficientes de ponderação das ações	17
4.8.7 Combinações de ações	20
4.9 Resistências dos materiais	23
4.9.1 Valores das resistências	23
4.9.2 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU)	24
4.9.3 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite de serviço (ELS)	25
4.10 Estabilidade e análise estrutural	25

O processo da atual proposta da NBR 8800

**Iniciou em reunião de grupo de trabalho na ABECE em São Paulo em (19/01/2017)
presenciais**

19/01/2017	16/03/2017	18/05/2017	22/06/2017
17/08/2017	21/09/2017	26/10/2017	22/11/2017
22/02/2018	22/03/2018	19/04/2018	19/07/2018
23/08/2018	20/09/2018	18/10/2018	21/11/2018
21/03/2019		04/03/2020	17/07/2020

**Um grupo de trabalho que revisou a NBR 8800 de 2008,
procurou não conformidades e novas propostas, até chegar a uma minuta
Para iniciar a CE oficial da ABNT 13/05/2021 em em 2021
Coordenador **Tomas Lima** (ABECE), Secretário Zacarias**

**17 de junho de 2021
15 de julho de 2021
19 de agosto de 2021
16 de setembro de 2021
14 de outubro de 2021
18 de novembro de 2021
16 de dezembro de 2021
17 de fevereiro de 2022**

**17 de fevereiro de 2022
17 de março de 2022
07 de abril de 2022
19 de maio de 2022
23 de junho de 2022
11 de agosto de 2022
15 de setembro de 2022
20 de outubro de 2022
21 de novembro de 2022**

No ano de 2023 foi enviado para a ABNT para consulta nacional, na revisão para estar de acordo com as diretivas, voltou e foi de novo ajustada e enviada em Agosto de 2023, de novo vieram pedidos de ajustes que foram realizados

A NBR 8800 está sendo editada para ir a consulta nacional nas próximas semanas.

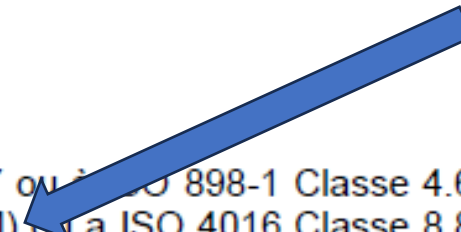
Em média teve mais de 60 participantes nas reuniões da CE.

4.5 Avaliação de conformidade de projeto

A avaliação da conformidade do projeto, se requerida pelo contratante ou órgão público responsável, deve ser 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.

4.6.2.4 Parafusos, porcas e arruelas

Os parafusos de aço de baixo teor de carbono devem atender à ASTM A307 ou a ISO 898-1 Classe 4.6. Os parafusos de alta resistência devem satisfazer a A325 (ASTM F3125/F3125M) ou a ISO 4016 Classe 8.8. Os parafusos de aço-liga temperado e revenido devem satisfazer a A490 (ASTM F3125/F3125M) ou a ISO 4016 Classe 10.9. As porcas e arruelas devem satisfazer as especificações compatíveis, citadas na Norma ANSI/AISC 360.



4.6.3 Concreto e aço das armaduras

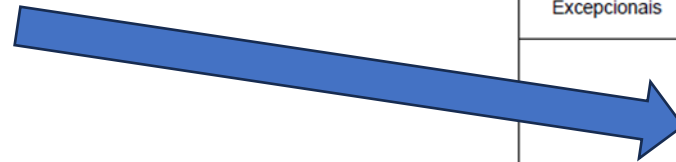
4.6.3.1 As propriedades do concreto de densidade normal devem atender à ABNT NBR 6118. Além disso, a resistência característica à compressão do concreto, f_{ck} , não pode ser inferior a 20 MPa nem superior a 50 MPa. Os seguintes valores, para os efeitos desta Norma, devem ser adotados:


- módulo de elasticidade, considerado como o módulo de deformação tangente inicial, $E_{ci} = \alpha_e 5600 \sqrt{f_{ck}}$, em que E_{ci} e f_{ck} são expressos em megapascals (MPa), para a situação usual em que a verificação da estrutura é feita em data igual ou superior a 28 dias; o parâmetro α_e depende da rocha matriz da brita empregada, sendo igual a: $\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio; $\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaiss; $\alpha_e = 0,9$ para calcário; $\alpha_e = 0,7$ para arenito;
- módulo de elasticidade secante, a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados-limite de serviço, $E_c = 0,85 E_{ci}$;
- coeficiente de Poisson, $\nu_c = 0,2$;
- coeficiente de dilatação térmica, $\beta_c = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- massa específica, ρ_c , igual a 2 400 kg/m³ no concreto sem armadura e a 2 500 kg/m³ no concreto armado.



Novidades no Projeto de NBR 8800 2023

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a, b}					
	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, c}					
	Efeito da temperatura		Ação do vento	Ações truncadas ^d	Demais ações variáveis	
	Devido à variação térmica da atmosfera	Gerada por equipamentos				
Normais	1,20	1,50	1,40	1,20	1,50	
Especiais ou de construção	1,00	1,30	1,20	1,10	1,30	
Excepcionais	1,00	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 podem ser incluídas nas combinações.
 - ^b 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.
 - ^c 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 devido à variação térmica da atmosfera 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.
 - ^d Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo, 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.



4.10.4 Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

4.10.4.1 Para os efeitos 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 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, for igual ou inferior a 1,10 (ver 4.10.4.5).

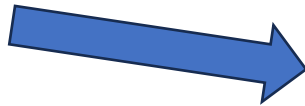
4.10.4.3 Uma estrutura é classificada como de média deslocabilidade quando a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2, for superior a 1,10 e igual ou inferior a 1,40 (ver 4.10.4.5).

4.10.4.4 Uma estrutura é classificada como de grande deslocabilidade quando a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base, obtido na análise de segunda ordem, e aquele obtido na análise de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2, for superior a 1,40 (ver 4.10.4.5).

4.10.4.5 Os limites iguais a 1,10 e 1,40 são válidos quando os deslocamentos laterais dos andares forem obtidos sem a consideração das imperfeições iniciais de material. Se essas imperfeições forem consideradas de acordo com 4.10.3.3, esses limites devem ser alterados para 1,13 e 1,55, respectivamente.

4.10.4.6 A classificação da estrutura deve ser obtida para as combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2 em que os deslocamentos horizontais provenientes das forças horizontais tenham os mesmos sentidos dos deslocamentos horizontais decorrentes das forças gravitacionais.

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



4.12 Resistência e rigidez das contenções laterais

4.12.1 Generalidades

4.12.1.1 Os requisitos dados em 4.12.2 e 4.12.3 relacionam-se aos esforços resistentes de cálculo e às rigidezes mínimas de cálculo que as contenções laterais de pilares e vigas, respectivamente, devem ter para que sejam efetivas, de modo que esses elementos possam ser calculados considerando o comprimento destravado igual à distância entre os pontos nos quais as contenções estejam presentes. Deve-se procurar colocar as contenções perpendiculares ao elemento a ser travado; os esforços (força ou momento) e a rigidez (força por unidade de

4.12.2 Pilares

4.12.2.1 A estabilidade lateral de pilares entre apoios pode ser proporcionada por contenções que impeçam o deslocamento lateral da seção transversal (contenção de translação).

4.12.2.2 A força resistente de cálculo e a rigidez necessárias das contenções dos pilares são dadas, respectivamente, pelas seguintes equações:

$$F_{br} = 0,01N_{sd}$$
$$S_{br} = \frac{2 \left(4 - \frac{2}{n}\right) \gamma_r N_{sd}}{L_{bc}}$$

onde

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

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

L_{bc} é a distância entre contenções, observando-se o disposto em 4.12.2.3;

n é o número de contenções.



4.12.3 Vigas

4.12.3.1 As vigas devem ser contidas à rotação em torno de seu eixo longitudinal nos apoios. A estabilidade lateral de vigas entre apoios pode ser proporcionada por contenções que impeçam o deslocamento lateral (contenção de translação) ou a torção (contenção de torção). Em barras sujeitas à flexão com curvatura reversa, o ponto de inflexão não pode ser considerado por si só como uma contenção.

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

4.12.3.3 A força resistente e a rigidez de cálculo necessárias das contenções de translação são dadas, respectivamente, conforme as seguintes equações:

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

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



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-limite últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção, e de instabilidade local, deve ser determinada pela equação:


$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma_{a1}}$$

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.

5.3.4.2 Largura efetiva dos elementos da seção

A largura efetiva dos elementos é calculada conforme a seguir:

- para $\frac{b}{t} \leq \frac{(b/t)_{lim}}{\sqrt{\chi}}$, $b_{ef} = b$

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

onde

b é a largura do elemento;

b_{ef} é a largura efetiva do elemento;



σ_{el} é a tensão de flambagem local, que pode ser calculada pela equação a seguir ou por análise de estabilidade:

$$\sigma_{el} = \left(c_2 \frac{(b/t)_{lim}}{b/t} \right)^2 f_y$$

c_1 e c_2 são fatores dados na Tabela 5.

Tabela 5 — Fatores c_1 e c_2 para cálculo de flambagem local

Elemento	c_1	c_2
AA (exceto paredes de seções tubulares retangulares)	0,18	1,31
Paredes de seções tubulares retangulares	0,20	1,38
AL	0,22	1,49



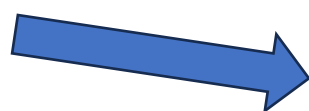
5.3.6 Requisitos específicos para barras compostas

5.3.6.1 Barras compostas, formadas por dois ou mais perfis trabalhando em conjunto, devem possuir ligações entre esses perfis a intervalos definidos de forma que o índice de esbeltez l/r_{\min} de qualquer perfil, entre duas ligações adjacentes, não seja superior a $3/4$ do maior índice de esbeltez da barra composta, $(L/r)_0$, conforme ilustra a Figura 10. Adicionalmente, pelo menos duas ligações entre os perfis devem ser colocadas ao longo do comprimento, uniformemente espaçadas.

5.3.6.2 A força axial de compressão resistente de cálculo de barras compostas de dois perfis de mesma seção transversal trabalhando em conjunto, em contato direto ou com afastamento igual à espessura de chapas espaçadoras, com ligações intermitentes por meio de parafusos ou soldas, pode ser determinada de acordo com 5.3.2, atendendo-se às modificações apresentadas em 5.3.6.3 e à condição de que as ligações de extremidade sejam soldadas ou executadas com parafusos instalados com protensão inicial contra superfícies de contato Classe A ou Classe B (ver a Figura 10).

5.3.6.3 Se o modo de flambagem por flexão envolver deformações relativas que produzam forças cortantes nos elementos de ligação entre os perfis, a força axial de flambagem correspondente, $N_{e,0}$, deve ser substituída por $N_{e,m}$, determinada como a seguir:

a) para ligações intermediárias efetuadas com parafusos instalados com aperto normal:


$$N_{e,m} = N_{e,0} \frac{\left(\frac{L}{r}\right)_0^2}{\left(\frac{L}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{\ell}{r_{\min}}\right)^2}$$

b) para ligações intermediárias efetuadas com solda ou parafusos instalados com protensão inicial contra superfícies de contato Classe A ou Classe B:

- para $\frac{\ell}{r_{\min}} \leq 40$, $N_{e,m} = N_{e,0}$





$$\text{- para } \frac{\ell}{r_{\min}} > 40, \quad N_{e,m} = N_{e,o} \frac{\left(\frac{\ell}{r}\right)_0^2}{\left(\frac{\ell}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{K_i \ell}{r_{\min}}\right)^2}$$

onde

$N_{e,m}$ é a força axial de flambagem por flexão da barra composta na direção da flambagem em consideração;

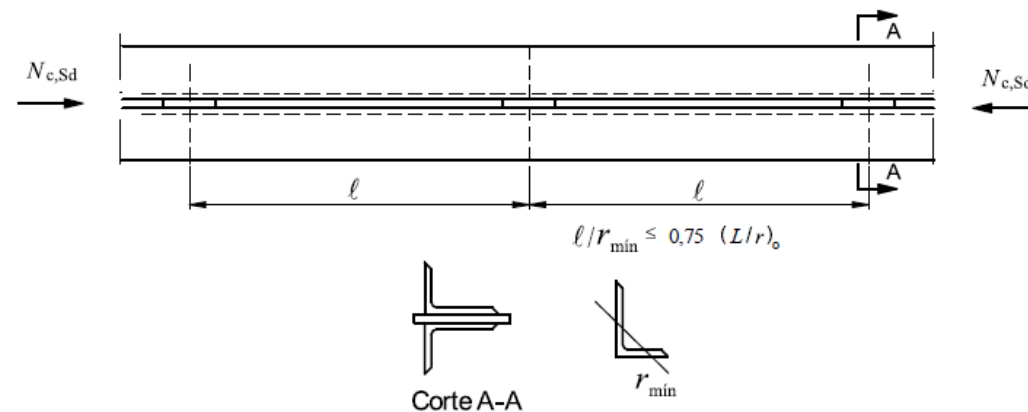
$N_{e,o}$ é a força axial de flambagem por flexão da barra composta atuando como uma unidade na direção da flambagem em consideração, determinada conforme 5.3.5.1;

$\left(\frac{\ell}{r}\right)_0$ é o índice de esbeltez da barra composta atuando como uma unidade na direção da flambagem em consideração;

K_i é igual a 0,50 para duas cantoneiras em forma de T, 0,75 para dois perfis U em forma de I e 0,86 para todos os outros casos;

ℓ é a distância entre as ligações;

r_{\min} é o raio de giração mínimo de um perfil componente da barra composta.



5.3.7 Limitação do índice de esbeltez

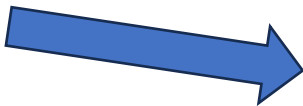
5.3.7.1 Recomenda-se que o índice de esbeltez das barras comprimidas, incluindo as barras compostas atuando como uma unidade, considerado como a maior relação entre o comprimento destravado associado à flexão e o raio de giração correspondente, não supere 200.

5.3.7.2 No caso da recomendação de 5.3.7.1 não ser atendida, o responsável técnico pelo projeto estrutural deve estabelecer novos limites para garantir que as barras comprimidas tenham um comportamento adequado em condições de serviço.



5.4.2 Momento fletor resistente de cálculo

5.4.2.1 O momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd} , deve ser determinado de acordo com os Anexos D ou E, o que for aplicável, conforme o disposto em 5.4.2.2 a 5.4.2.6. Devem ser considerados, conforme o caso, os estados-limite últimos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA), flambagem local da aba, flambagem local da parede do tubo e escoamento da mesa tracionada.



Para todos os casos em que, no intervalo entre duas contenções laterais, houver forças gravitacionais transversais aplicadas acima da semialtura da seção (forças desestabilizantes), cuja atuação não promova restrição lateral ou de torção à barra, C_b deve ser obtido por análise de estabilidade elástica ou por um procedimento aceito pela comunidade técnico-científica – ver 5.4.2.5. Se houver forças transversais gravitacionais aplicadas abaixo da semialtura da seção transversal (forças estabilizantes), C_b pode ser adotado, de modo conservador, como se essas forças estivessem na semialtura ou, de modo mais preciso, por análise de estabilidade elástica ou por um procedimento aceito pela comunidade técnico-científica – ver 5.4.2.5. Regras similares devem ser empregadas para outras situações de aplicação de forças na barra, cabendo ao responsável técnico pelo projeto identificar se essas forças são estabilizantes ou desestabilizantes.



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 considerar o efeito de alavanca produzido pelos deslocamentos e deformações das partes ligadas. Quaisquer métodos que atendam aos requisitos dados em 6.1.1.3, considerando-se 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 esses requisitos. Ver H.3.2 para ligações sujeitas à fadiga.

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:

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

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

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





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

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

NOTA 1 O parâmetro β não pode ser menor que zero; caso isso ocorra, o parafuso deve ser alterado.

NOTA 2 Para efeito de cálculo, a dimensão a não pode ser considerada maior que $1,25b$.

onde

p_{ext} e p_{int} são as larguras tributárias dos parafusos externos e internos, respectivamente, p é a largura tributária referente ao parafuso em questão (p_{ext} ou p_{int}), 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 especificadas na Figura 15;

$F_{t,Rd}$ 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.

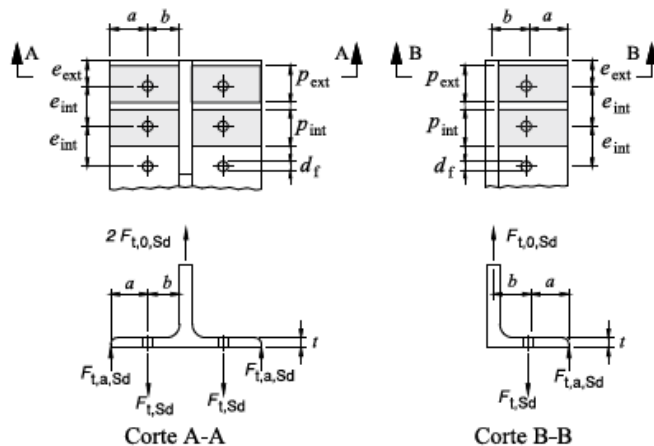


Figura 15 – Geometria para o efeito alavanca

6.3.5.3 Placa rígida

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

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

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 equação, que contempla, implicitamente, o efeito alavanca:

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



Tabela 14 — Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas

Unidades	Diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada d_b	Diâmetro do furo-padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões do furo pouco alongado	Dimensões do furo muito alongado
polegadas	1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
	5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
	3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
	7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
	1	1 1/8	1 1/4	1 1/8 x 1 5/16	1 1/8 x 2 1/2
	$\geq 1 1/8$	$d_b + 1/8$	$d_b + 5/16$	$(d_b + 1/8) \times (d_b + 3/8)$	$(d_b + 1/8) \times 2,5d_b$
milímetros	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	$d_b + 3$	$d_b + 8$	$(d_b + 3) \times (d_b + 10)$	$(d_b + 3) \times 2,5 d_b$



6.7 Bases de pilares

6.7.1 Considerações gerais

6.7.1.1 Esta Subseção 6.7 trata da ligação de pilares de perfil I ou H de aço à fundação de concreto armado, submetida a ações estáticas. São previstos apenas os tipos de base apresentados na Figura 21. Outros tipos, configurações e métodos de cálculo podem ser adotados, desde que atendam a 6.1.1.3. O método apresentado nesta Subseção 6.7 atende a esses requisitos. Para bases de pilares tubulares, ver a ABNT NBR 16239.

6.7.1.2 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 (chumbadores), conforme mostrado na Figura 21. 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-limite últimos aplicáveis sejam iguais ou superiores aos esforços solicitantes de cálculo, determinados pela análise da estrutura, sujeita às combinações de cálculo das ações, conforme 4.8.7.2.

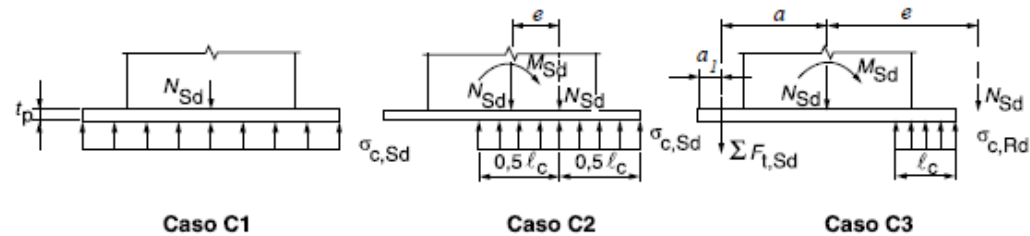


Figura 22 – Força axial de compressão

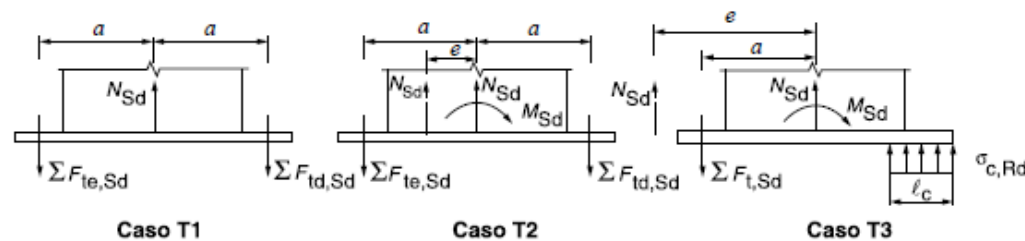


Figura 23 – Força axial de tração

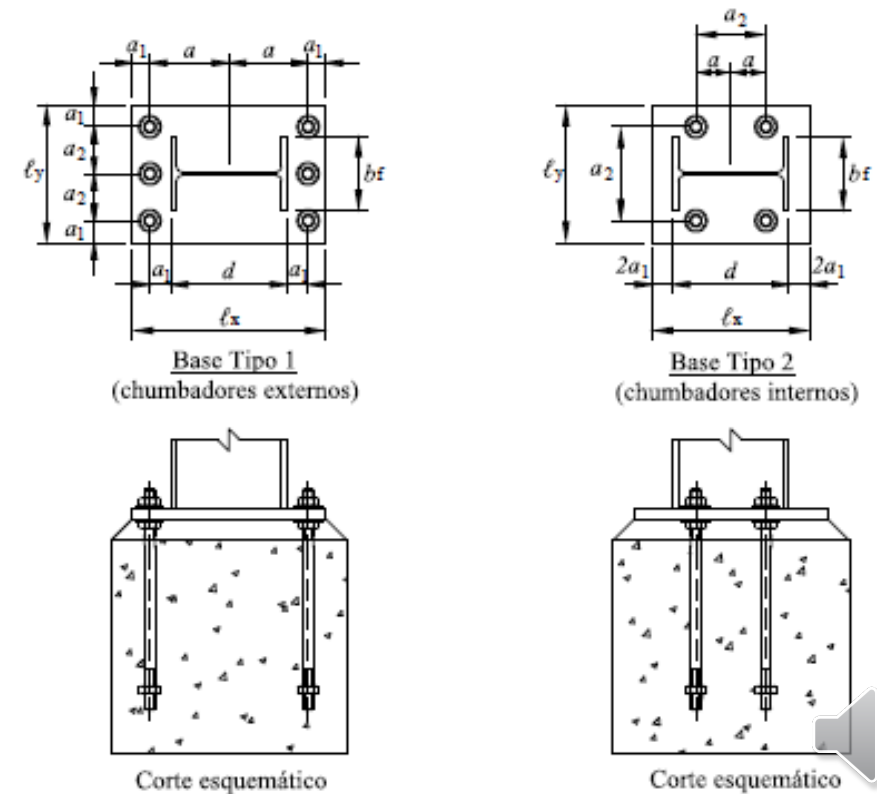
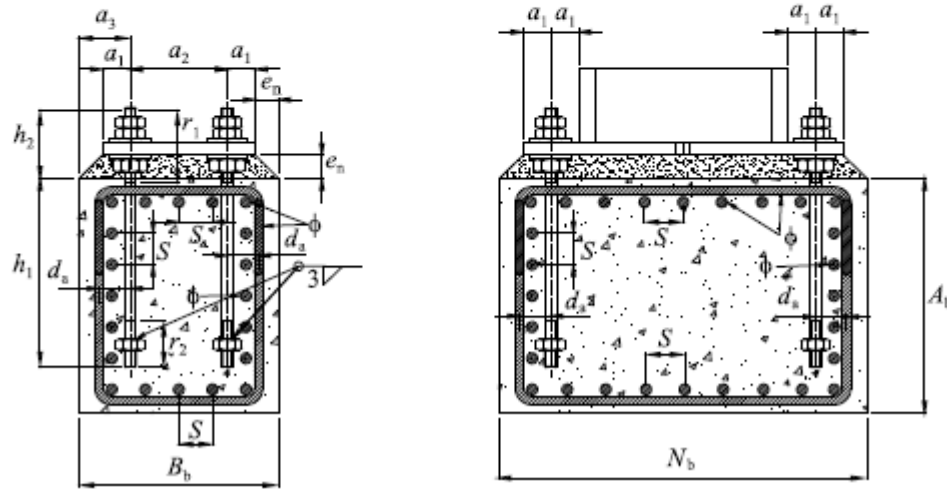


Figura 21 – Tipos de bases de pilares



Tabela 18 – Disposições construtivas

Dimensões													Armadura mínima do bloco ^h			
pol	d_b^a mm	a_1^f mm	a_2 mm	a_3^g mm	h_1 mm	h_2 mm	r_1 mm	r_2 mm	d_f mm	Arruelas especiais ^{a,c,d}		e_n mm	$f_{ck,min}^b$ MPa	$N_{b,min}^e$ mm	S mm	ϕ mm
										Espessura mm	Dimensões mm x mm					
3/4	19	40	80	120	450	150	175	50	33	6,3	50 x 50	40	20	900	125	10
7/8	22	45	90	140	485	200	225	50	40	6,3	65 x 65	50	20	900	100	10
1	25	50	100	160	485	200	225	50	45	8	75 x 75	60	25	900	125	12,5
1 1/4	32	65	130	190	525	225	250	60	50	9,5	75 x 75	60	25	1 100	100	12,5
1 1/2	38	80	160	230	610	250	275	70	60	9,5	90 x 90	70	25	1 300	150	16
1 3/4	44	90	180	270	700	300	325	70	70	12,5	100 x 100	80	25	1 600	125	16
2	50	100	200	300	850	350	375	100	80	16	125 x 125	90	30	1 800	100	16



^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 6.7.2.3). Para assegurar melhores condições de montagem, arruelas especiais devem ser colocadas também entre a face inferior da placa de base e a porca imediatamente inferior.

^e O bloco deve ser devidamente dimensionado conforme os critérios da ABNT NBR 6118, porém conforme as seguintes dimensões mínimas:

$$N_b = \text{maior valor entre } N_{b,min}, \ell_x + 2e_n \text{ e } \ell_x + 2(a_3 - a_1)$$

$$B_b = \text{maior valor entre } \ell_y + 2e_n \text{ e } \ell_y + 2(a_3 - a_1)$$

$$A_b = \text{maior valor entre } h_1 + 100\text{mm e } N_b.$$

^f Para base tipo 2, a_1 pode assumir qualquer valor conveniente entre 10 mm e o valor dado nesta Tabela.

^g Para base tipo 2, a distância mínima entre a borda da chapa e a face do bloco deve ser igual à diferença entre a_3 e a_1 , dados nesta Tabela.

^h A armadura do bloco deve ser devidamente dimensionada conforme os critérios da ABNT NBR 6118, porém respeitando-se os valores mínimos apresentados nesta Tabela. A distância entre eixos dos chumbadores e da armadura vertical (d_v) não pode ser superior à metade do comprimento efetivo dos chumbadores, que pode ser considerado igual a $h_2 - 0,5(r_2 + d_b)$. Caso seja superior, a armadura mínima deve ser recalculada.

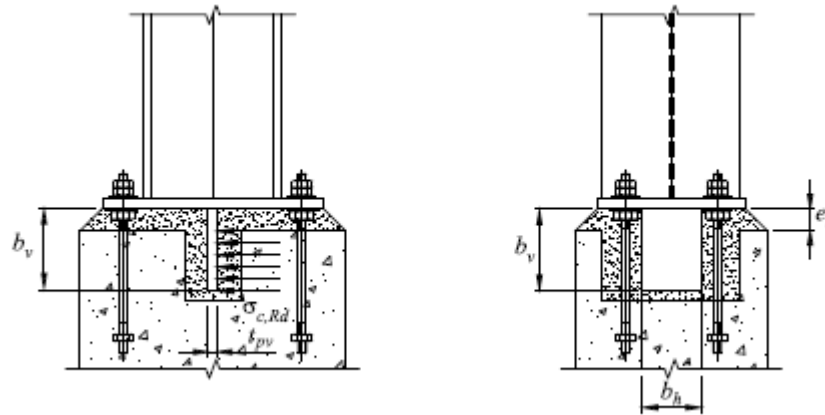


Figura 24 – Placa de cisalhamento

6.7.2.5 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 equação:

$$V_{Rd} = \sum_{i=1}^{n_b} V_{Rd,i}$$

$$V_{Rd,i} = \frac{1}{1 + \alpha^2} \left[\sqrt{(1 + \alpha^2) F_{v,Rd,i}^2 - (0,533 F_{t,Sd,i})^2} - \alpha (0,533 F_{t,Sd,i}) \right] \leq 5 d_b^2 \sigma_{c,Rd}$$

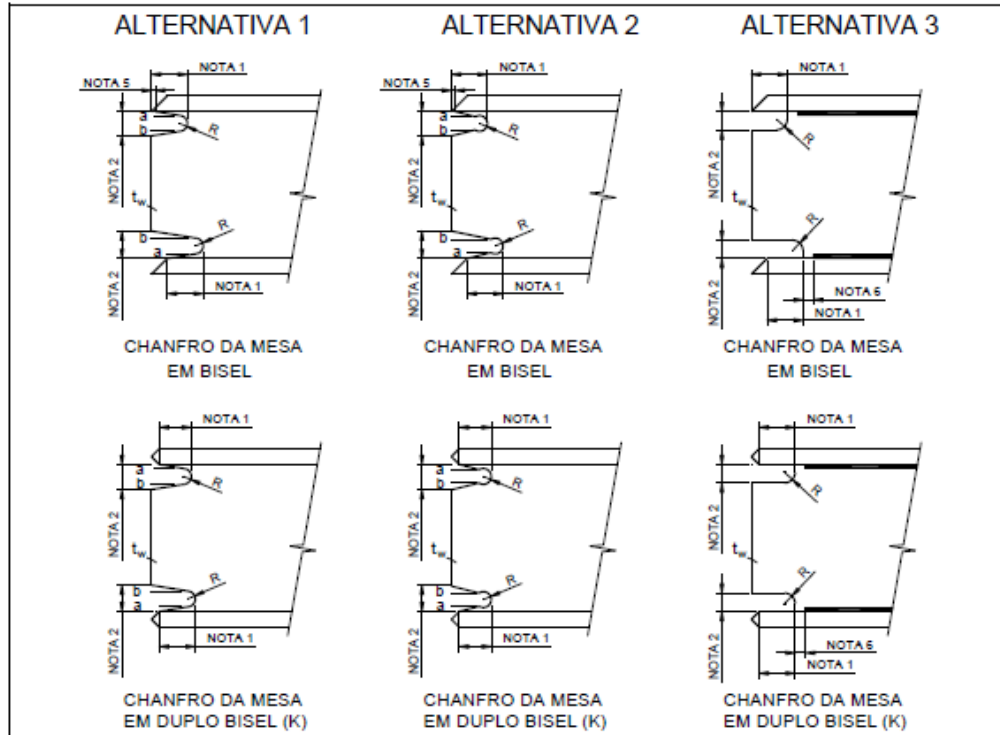
$$\alpha = 1,45 \frac{(t_p + 0,5 t_a) f_{ub} \gamma_{a1}}{d_b f_y \gamma_{a2}}$$



Tabela 19 — 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		417	523
	35	444	556
	36	444	556
1 1/2		497	622





Alternativas 1 e 2 válidas para perfis laminados e perfis soldados montados antes da execução da abertura de acesso.
Alternativa 3 válida para perfis soldados montados depois da abertura de acesso.

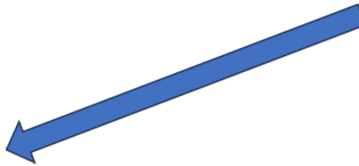
Nota 1 Comprimento: maior entre $1,5t_w$ e 40 mm.
Nota 2 Altura: maior entre $1,0t_w$ e 20 mm, mas não necessita exceder 50 mm.
Nota 3 Raio (R) mínimo igual a 10 mm.
Nota 4 A inclinação 'a' é uma transição entre a alma e a mesa. A inclinação 'b' pode ser horizontal.
Nota 5 Quando for utilizada chapa de espera, a face inferior da mesa superior deve ser esmerilhada de modo a permitir seu posicionamento.
Nota 6 A solda de composição do perfil soldado deve ser interrompida, em relação à abertura de acesso, a uma distância no mínimo igual à dimensão da perna da solda.



Tabela B.1 - Deslocamentos máximos

Descrição	δ^a
Travessas de fechamento	$L/250^b$
Terças de cobertura ^d	$L/250^c$
Vigas de cobertura ^d	$L/250$
Vigas de piso	$L/350^e$
Vigas que suportam pilares	$L/500^e$
Pilares de fechamento em relação a base	$H/250$
Pilares de fechamento entre os apoios	$L/250$
Vigas de rolamento (para pontes rolantes classificadas conforme o regime de trabalho) ^l : - Deslocamento vertical: - Leve ou de uso eventual e moderado - Pesado - Severo - Deslocamento horizontal - Todos os regimes de trabalho, exceto o severo - Severo	$L/750^f$ $L/1000^f$ $L/1250^f$ $L/500$ $L/750$
Galpões em geral e edificações de um pavimento: - Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base - Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/300$ $H/500^g, h$
Edificações de dois ou mais pavimentos: - Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base - Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$H/400$ $h/500^i$
Lajes mistas	Ver o Anexo N

- ^a L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).
- ^b Considerar separadamente o deslocamento paralelo ao plano do fechamento (L é o vão da travessa ou o espaçamento entre linhas de tirantes, caso existam) e o perpendicular ao plano do fechamento.
- ^c Considerar separadamente o deslocamento paralelo ao plano da cobertura (L é o vão da terça ou o espaçamento entre linha de tirantes, caso existam) e o perpendicular ao plano da cobertura.
- ^d Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.
- ^e Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não pode exceder 15 mm.
- ^f Carregamento não majorado pelo coeficiente de impacto vertical.
- ^g No caso de pontes rolantes com regime de trabalho severo, o deslocamento também não pode ser superior a 40 mm.
- ^h O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.
- ⁱ Considerar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes (verticais e horizontais) no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.
- ^l Conforme a NBR 8681:2003, Tabela 7.



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, considerando 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 4.8.7.2, constituída por ações verticais e horizontais, quando existentes, considerando-se o efeito das imperfeições geométricas iniciais e das imperfeições iniciais de material conforme 4.10.7.

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 (ver a Figura C.1):

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{ft}$$

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{ft}$$



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 calculado conforme a seguir:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{p\ell}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \text{ para } \lambda > \lambda_r$$

Os valores do momento fletor resistente de cálculo para este estado-limite são válidos para aplicação das forças transversais externas, caso existam, na semialtura da seção transversal.

Alternativamente, o momento fletor resistente de cálculo pode ser calculado por:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \chi_{FLT} M_{p\ell}$$

onde

$$\chi_{FLT} = 1,0, \text{ para } \lambda_{LT} \leq 0,4$$

$$\chi_{FLT} = 1,0 - 0,49(\lambda_{LT} - 0,4), \text{ para } 0,4 < \lambda_{LT} \leq 1,4$$

$$\chi_{FLT} = \frac{1,0}{\lambda_{LT}^2}, \text{ para } \lambda_{LT} > 1,4$$

λ_{LT} é calculado pela seguinte equação:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{p\ell}}{M_{cr}}}$$





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 sejam suficientes para iniciar trincas e colapso progressivo por fadiga.

H.1.2 As especificações em H.2 a H.6 podem não se aplicar em parte ou na totalidade às 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, deve-se usar a combinação frequente de fadiga:

$$F_{d,fad} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 \sum_{j=1}^n F_{Qj,k}$$

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, Nota d.

Tabela H.1 (continuação)

Caso	Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial da trinca
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 às ligações por atrito.	B	120×10^6	110	Pela 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 às ligações por atrito.	B	120×10^6	110	Na seção líquida com origem na borda do furo.

2.1

OBS: As figuras referem-se às ligações parafusadas considerando ligação por atrito

8.1

8.2





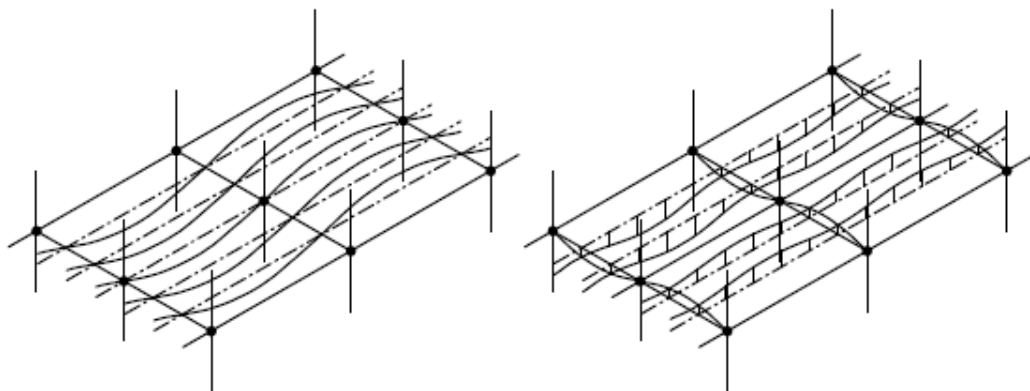
Anexo I (normativo) Vibrações em pisos

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 I.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 seguinte equação:

$$f_0 = \frac{18}{\sqrt{\delta}}$$

onde

δ é o deslocamento vertical total máximo do piso, expresso em milímetros (mm), calculado conforme Tabela I.1.



a) Modo controlado pela rigidez das vigas secundárias

b) Modo controlado pela rigidez conjunta das vigas principais e secundárias

Figura I.1 – Modos de vibração do piso

Tabela I.2 – 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 e escolas	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
Garagens, passarelas ^d e escadas	0,005
Residências, hotéis e hospitais ^b	0,010
Paredes divisórias de altura do piso ao teto	0,020 a 0,050 ^c

^a Andar corrido, com espaços abertos (poucas divisórias e de baixa altura) e uso reduzido de mobiliário.
^b Salas de atendimento e de internação.
^c Depende da quantidade e localização; quanto maior a quantidade de paredes e quanto mais próximas estiverem do centro do piso, maior será o amortecimento.
^d Ver os textos [9] a [11] da Bibliografia.





Anexo I (normativo) Vibrações em pisos

1.2.4 A resposta da estrutura pode ser avaliada com base na aceleração de pico α_p ou no valor eficaz da aceleração ponderada, isto é, a raiz da média quadrática da aceleração ponderada, $\alpha_{w,rms}$, a critério do responsável técnico pelo projeto.

A aceleração de pico pode ser calculada pela seguinte equação:

$$\alpha_p = 0,55 \frac{P_0 e^{-0,35f_0}}{2M\beta}$$

O valor eficaz da aceleração ponderada pode ser obtido pela seguinte equação:

$$\alpha_{w,rms} = \frac{\zeta P_0}{2\sqrt{2}M\beta} W$$

onde

P_0 é o peso de uma pessoa, considerado igual a 750 N;

f_0 é a frequência fundamental do piso, expressa em hertz (Hz);

M é a massa modal do piso, expressa em quilogramas (kg);

β é a razão de amortecimento crítico do piso, obtido pela soma dos componentes apropriados apresentados na Tabela I.2;

ζ é o coeficiente dinâmico que deve ser considerado igual a 0,15 para a frequência fundamental igual ou inferior a 5,0 Hz, e igual a 0,10 nos demais casos;

Tabela I.3 – Critérios de aceitabilidade

Ocupação	Aceleração de pico-limite m/s ²	Fator de resposta máxima
Escritórios	0,050	8
Escolas ^a	0,050	8
Área de circulação de público de centros comerciais (<i>mall</i>), de aeroportos, rodoviárias e assemelhados	0,150	24
Centros comerciais e lojas em geral	0,050	8
Garagens, passarelas e escadas internas	0,15	24
Passarelas e escadas externas	0,200	32
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 Depende da 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 os textos [9] a [11] da Bibliografia.

^d Depende do tipo de cirurgia e exames; para salas de cirurgia e laboratórios onde são realizados procedimentos que requerem maior precisão, utilizar o menor valor-limite.

Anexo K (normativo) Durabilidade de componentes de aço

Tabela K.2 – Exemplos de imperfeições e graus de preparação

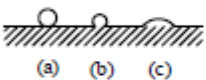
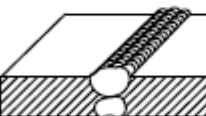

Caso	Tipo de imperfeição		Graus de preparação		
	Descrição	Ilustração	P1	P2	P3
Solda					
1.1	Respingo		A superfície deve estar livre de respingos de solda soltos (a)	A superfície deve estar livre de todos os respingos de solda soltos (a) e aderidos fracamente (b) Aceita-se respingo de solda, como apresentado em (c)	A superfície deve estar livre de todos os respingos de solda
1.2	Perfil do cordão		Sem preparação	A superfície deve ser tratada para a remoção de irregularidades e cantos vivos (por exemplo, por esmerilhamento)	A superfície deve estar totalmente plana
1.3	Escória		A superfície deve estar livre de escória de soldagem	A superfície deve estar livre de escória de soldagem	A superfície deve estar livre de escória de soldagem

Tabela K.3 – Categorias de corrosividade atmosférica

Categoria	Corrosividade
C1	Muito baixa
C2	Baixa
C3	Média
C4	Alta
C5	Muito alta
CX	Extrema



Anexo L
(normativo)
Vigas mistas de aço e concreto

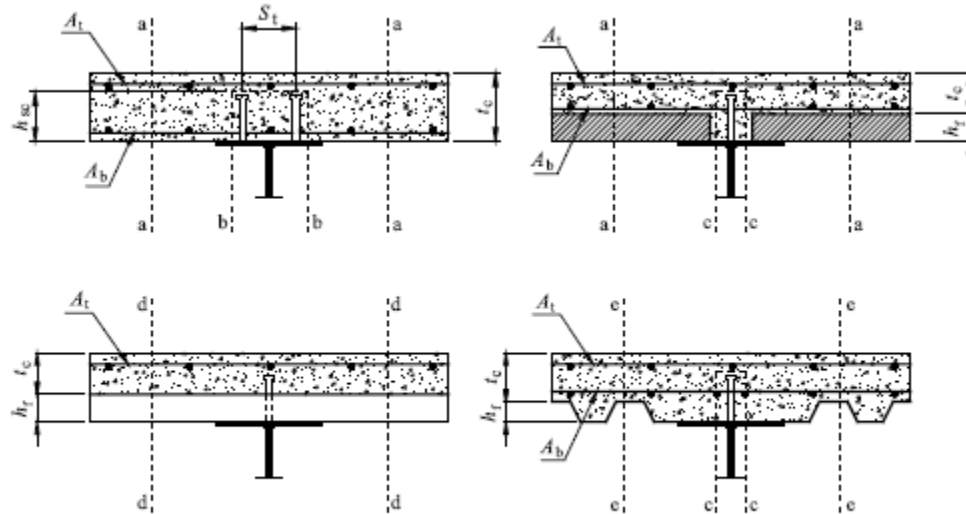


Figura L.2 — Superfícies típicas de falha por cisalhamento

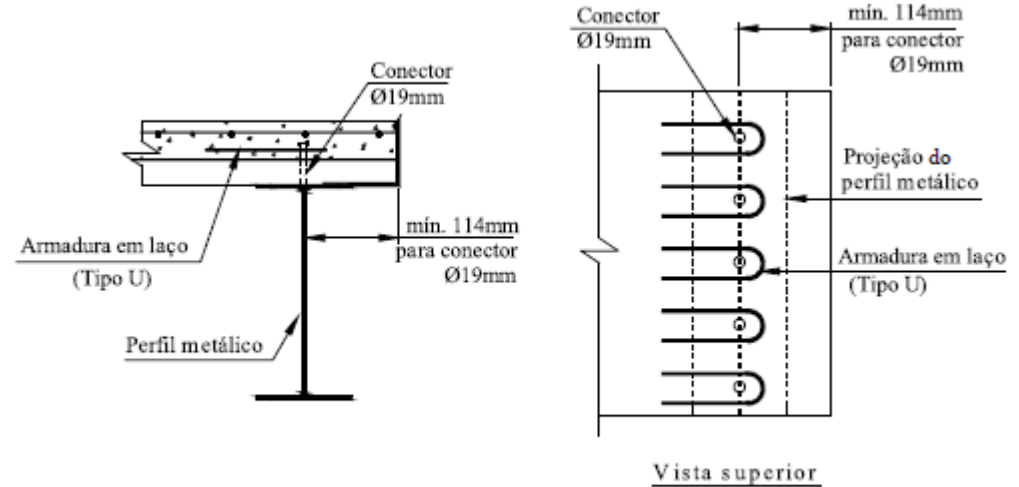


Figura L.3 – Detalhe da colocação da armadura em laço



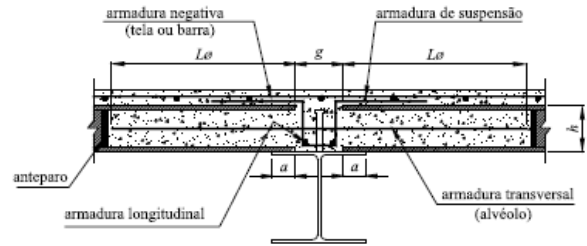
Anexo L (normativo) Vigas mistas de aço e concreto

L.2.7 Disposições para lajes com pré-laje de concreto

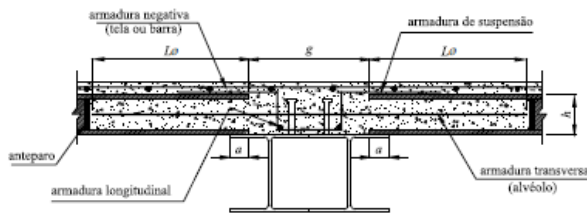
Para uma viga mista com laje de concreto moldada no local sobre pré-laje de concreto pré-moldada, os requisitos desta Norma aplicam-se, caso:

- a) a pré-laje tenha espessura máxima de 75 mm, medida a partir da face superior do perfil de aço;
- b) os conectores de cisalhamento tenham:
 - uma altura que ultrapasse a face superior da pré-laje e que permita que sua cabeça fique toda acima da armadura de costura da laje;
 - em toda a altura, cobertura lateral de concreto moldado no local de pelo menos 20 mm; com isso, a largura da viga deve ser no mínimo igual ao valor da espessura da pré-laje somada ao diâmetro do conector mais 40 mm, ou igual a 140 mm, o que for maior.

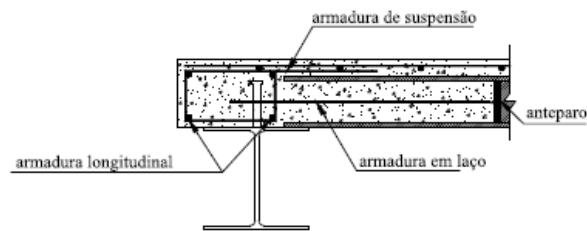




a) Perfil simples – Viga interna



b) Perfis compostos (seção dupla) – Viga interna



c) Viga de borda

Figura L.12 – Lajes alveolares pré-moldadas de concreto

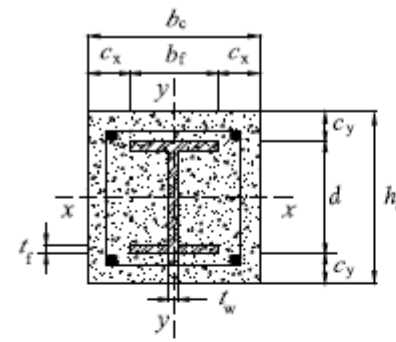
L.2.8 Disposições para lajes alveolares pré-moldadas de concreto

Para uma viga mista com laje alveolar pré-moldada de concreto, os requisitos desta Norma aplicam-se, caso (ver a Figura L.12):

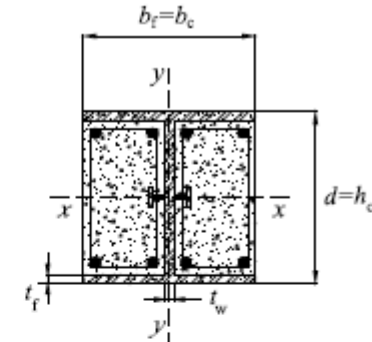
- a) a laje alveolar tenha altura máxima (h) de 265 mm e capeamento mínimo de 50 mm;
- b) o apoio mínimo da laje na viga de aço (a) seja de 60 mm ou a metade da altura da laje alveolar, o que for maior; valores inferiores podem ser usados desde que devidamente justificados;
- c) a garganta mínima de concretagem (g) seja de 80 mm para laje alveolar com altura inferior a 200 mm ou de 100 mm para laje alveolar com altura igual ou superior a 200 mm, para disposição de conectores em fila única, e de 160 mm para disposição de conectores em fila dupla para qualquer altura de laje;
- d) todos os alvéolos sejam preenchidos com concreto em um comprimento mínimo de 650 mm, a partir da face da laje alveolar;



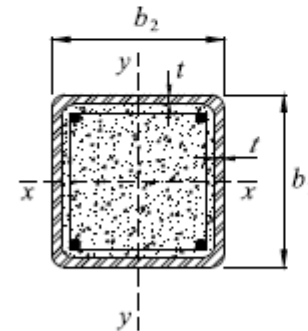
Anexo M
(normativo)
Pilares mistos de aço e concreto



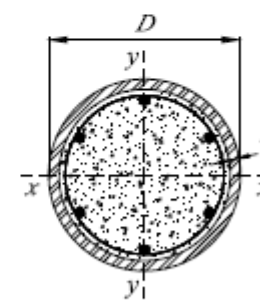
a) Seção totalmente revestida



b) Seção parcialmente revestida



c) Seção retangular preenchida



d) Seção circular preenchida

Figura M.1 — Tipos de seções transversais de pilares mistos



Bibliografia

Textos de interesse para 4.8.3 e Anexo H

- [1] AISC (2017), *Steel Construction Manual*, 15th Ed., Part 2, General Design Considerations, pp. 2-36 – 2-38, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA.
- [2] AIST Technical Report No. 13 (2021), *Guide for the Design and Construction of Mill Buildings*, Association to Iron and Steel Technology, Warrendale, Pennsylvania, USA.2

Textos de interesse para 5.4.2.5 e Anexo G

- [3] Ziemian, R.D. (ed.) (2010), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, N. Jersey, USA.
- [4] Beyer, A., Galéa, Y., Bureau, A., Boissonnade, N. (2015). Elastic Stability of uniform and non-uniform members with arbitrary boundary conditions and intermediate lateral restraints, *Proceedings of the Annual Stability Conference, Structural Stability Research Council*, Nashville, Tennessee, USA.
- [5] Bebiano, R., Camotim, D., Gonçalves, R. (2018). GBTUL 2.0 – A second-generation code for the GBT-based buckling and vibration analysis of thin-walled members, *Thin-Walled Structures*, 124, (2018), pp. 235-257, Elsevier, <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.12.002>.

Textos de interesse para o Anexo I

- [9] Smith, A.L., Hicks, S.J., Devine, P.J. (2009). *Design of Floors for Vibration*, SCI P-354, The Steel Construction Institute, Ascot, Berkshire, UK.
- [10] Murray, T. M., Allen D. E. & Ungar, E. E., Davis, D.B. (2016). *Floor Vibrations Due to Human Activity*, Steel Design Guide Series 11 (2nd ed.), American Institute of Steel Construction, Chicago, USA; Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, Canada.
- [11] Charles, P., Hoopah, W. (2006). *Footbridges - Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridges under Pedestrian Loading – Practical Guidelines*, Sétra - Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, Paris, France.

Textos de interesse para o Anexo K

- [12] Pannoni, F.D. (2017). *Projeto e Durabilidade*, 2ª edição, Série "Manual de Construção em Aço", Centro Brasileiro da Construção em Aço, Rio de Janeiro, Brasil.
- [13] Gnecco, C., Mariano, R. e Fernandes, F. (2006). *Tratamento de Superfície e Pintura*, Série "Manual de Construção em Aço", 2ª edição, Centro Brasileiro da Construção em Aço, Rio de Janeiro, Brasil.
- [14] ISO 12944-3:2017, *Paints and varnishes — Corrosion protection of steel structures by protective paint systems — Part 3: Design Considerations*.



Foi um trabalho de uma CE muito envolvida e em especial um grupo

**Roberval Pimenta
Alberto Leal
Ricardo Fakury
Caio Marcon
Augusto Fidalgo
Matheus Carini
Manoel Justino
Alexander Galvão Martins
Gustavo Chodraui**





**III Seminário Sul
Brasileiro de Pontes
e Estruturas**

10 de novembro
PUCRS
Porto Alegre - RS



Zacarias.chamberlain@gmail.com
@zchamberlain