

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO EM CHAPA  
DOBRADA A FRIO PELO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES  
SEGUNDO AISI/2007 - LRFD**

**GABRIEL JOSÉ GONÇALVES NOBRE  
RAFAEL JOSÉ RABELO**

**ORIENTADOR: JOSÉ HUMBERTO MATIAS DE PAULA  
CO-ORIENTADOR: LENILDO SANTOS DA SILVA**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS**

**BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO / 2016**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO EM CHAPA**  
**DOBRADA A FRIO PELO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES**  
**SEGUNDO AISI/2007 - LRFD**

**GABRIEL JOSÉ GONÇALVES NOBRE**  
**RAFAEL JOSÉ RABELO**

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

**APROVADA POR:**

---

**José Humberto Matias de Paula**  
Mestre (UnB), (Orientador)

---

**Lenildo Santos da Silva**  
Doutor (UnB), (Coorientador)

---

**Marco Aurélio Souza Bessa**  
Mestre (UnB), (Examinador Externo)

---

**João da Costa Pantoja**  
Doutor (PUC-Rio), (Examinador Externo)

---

**Márcio Augusto Roma Buzar**  
Doutor (UnB), (Examinador Externo)

**DATA: BRASÍLIA/DF, 18 DO AGOSTO DE 2016.**

## Ficha Catalográfica

NOBRE, G. J. G., RABELO, R. J.

Projeto de Estruturas de Aço em Chapa Dobrada a Frio Pelo Método dos Estados Limites segundo o AISI/2007-LRFD [Distrito Federal] 2016.

204 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, E.S., Estruturas, 2016).

Estruturas de Aço - Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Estruturas de Aço  
Dobrada

2. Estruturas de Aço em Chapa

3. Dimensionamento de Perfis de Aço

I. ENC/FT/UnB II. Título (série)

II. Título (série)

## Referência Bibliográfica

NOBRE, G. J. G., RABELO, R. J.; 2016. Projeto de estruturas de Aço em Chapa Dobrada a Frio Pelo Método dos Estados Limites Segundo o AISI/2007-LRFD. Estágio Supervisionado, Publicação Nº: E.E.S.-002A/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140 p.

Brasília-DF, Dezembro de 2016.

## Cessão de Direitos

**Nome dos Autores:** Gabriel José Gonçalves Nobre, Rafael José Rabelo

**Título do Estágio Supervisionado:** Projeto de Estruturas de Aço em Chapa Dobrada a Frio Pelo Método dos Estados Limites Segundo o AISI/2007-LRFD.

**Grau:** Engenheiro Civil

**Ano:** 2016

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias deste relatório de estágio supervisionado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. Os autores reservam outros direitos de publicação e nenhuma parte deste relatório de estágio supervisionado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito dos autores.

---

Gabriel José Gonçalves Nobre  
SGAN 912 Mód. D Bloco B apto.104  
70.790-120 Asa Norte  
Brasília – DF

---

Rafael José Rabelo  
SHVP Chácara 123 casa 22  
72.001.700 Vicente Pires  
Brasília - DF

Brasília-DF, 13 de dezembro de 2016.

## Resumo

Este trabalho representa uma atualização de trabalhos feitos anteriormente seguindo o método LRFD proposto pelo *AISI – American Iron and Steel Institute*, edição de 2007, em que aborda-se conceitos necessários para o dimensionamento de perfis de chapa dobrada a frio. Para isso, levou-se em conta as particularidades e conceitos importantes das equações utilizadas na verificação dos diferente tipos de solicitação.

Feito este estudo, fora criado um software (PECAD 07), em linguagem C#, tendo apenas as ideias de dimensionamento baseado no PECAD 91 o qual referenciava o AISI/91. Todas as análises feitas foram realizadas de forma semelhante à versão anterior, verificando aos estados limites últimos de tração (escoamento da área bruta e ruptura da área líquida, considerando os diferente tipos de ligações), compressão (escoamento da seção, instabilidade por flexão pura, torsão pura, flambagem distorcional e flexo-torsão), flexão simples (FLM, FLA, FLT, flambagem distorcional, cisalhamento, interação cisalhamento e flexão, efeitos de cargas localizadas, interação de cargas localizadas e flexão), flexo-tração e flexo-compressão.

## **Abstract**

This text represents an updating of previously done texts that followed the LRFD method proposed by the AISI - American Iron and Steel Institute, published in 2007, in which are addressed concepts required for the design of cold-formed steel structures. For that, it was considered the peculiarities and important concepts of the equations used in the checking of different solicitations.

Once the study was complete, a software (PECAD 07) was created using the C# language. From PECAD 91, referred by the AISI/91, only design considerations were taken as groundwork. All the analysis were carried out similarly to the previous version, checking the LRFD (Load Resistance Factor Design) conditions.

## **Agradecimentos**

Os alunos agradecem ao orientador e Professor José Humberto Matias de Paula pela colaboração construída principalmente por discussões e disponibilização de ferramentas que possibilitaram a obtenção de um grande conhecimento que foram além da engenharia de estruturas. Os estudos de perfis de chapa dobrada nos proporcionaram novos conhecimentos e consolidação de um longo período de aprendizado na graduação, bem como desconstrução de ideias erradas e/ou incompletas, bem como o entendimento da engenharia como um todo, sempre abordando aspectos econômicos e arquitetônicos interligados ao assunto, representando assim um processo de transformação de alunos em engenheiros.

# Sumário

<b>1</b>	<b>OS PERFIS DE CHAPA DOBRADA A FRIO</b>	<b>1</b>
1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2	TIPOS DE SEÇÕES USUAIS E SUAS APLICAÇÕES	4
1.2.1	<i>Perfis Estruturais Individuais</i>	4
1.2.2	<i>Painéis e Chapas Corrugadas</i>	5
1.3	MÉTODOS DE FORMAÇÃO DE PERFIS	6
1.3.1	<i>Dobragem de Chapas a Frio</i>	6
1.3.2	<i>Perfilagem de Chapas a Frio</i>	7
1.4	CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA PROJETO	7
1.4.1	<i>Flambagem Local e Resistência Pós-Flambagem de Paredes Comprimidas Enrijecidas</i>	8
1.4.2	<i>Rigidez a Torção</i>	8
1.4.3	<i>Enrijecedores de Paredes Comprimidas</i>	9
1.4.4	<i>Variação das Propriedades Geométricas de Seções com Paredes Comprimidas Não Enrijecidas</i>	9
1.4.5	<i>Ligações</i>	9
1.4.6	<i>Resistência a Corrugação de Almas de Vigas</i>	9
1.4.7	<i>Limitações de Espessuras</i>	10
1.4.8	<i>Análise Plástica de Estruturas</i>	10
1.4.9	<i>Método Linear para a Determinação das Propriedades Geométricas das Seções Transversais</i>	10
1.5	EXEMPLO 1	11
<b>2</b>	<b>MATERIAIS</b>	<b>16</b>
2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	16
2.2	A FABRICAÇÃO DO AÇO	17
2.3	PROPRIEDADES MECÂNICAS ESTÁTICAS DO AÇO	18
2.3.1	<i>Ensaio de Tração Axial</i>	19
2.3.1.1	Limite de Proporcionalidade	21
2.3.1.2	Limite de escoamento	21
2.3.1.3	Limite de Resistência a Tração	22
2.3.1.4	Fase Elástica no Diagrama Tensão-Deformação	22
2.3.1.5	Fase Plástica no Diagrama Tensão-Deformação	23
2.3.1.6	Fase de Encruamento no Diagrama Tensão-Deformação	23
2.3.1.7	Módulo de Elasticidade	23
2.3.1.8	Ductilidade	24
2.3.2	<i>Soldabilidade</i>	25
2.3.3	<i>Dureza</i>	25
2.3.4	<i>Coefficiente de Poisson</i>	26
2.3.5	<i>Módulo de Elasticidade Transversal</i>	26

2.3.6	<i>Efeito da Temperatura</i> .....	26
2.4	CLASSIFICAÇÃO E FINALIDADE DOS AÇOS SEGUNDO SUAS PROPRIEDADES MECÂNICAS .....	27
2.4.1	<i>Aços-Carbono Estruturais</i> .....	28
2.4.2	<i>Aços de Alta Resistência Mecânica e Baixa Liga</i> .....	28
2.4.3	<i>Aços-Liga Tratados Termicamente</i> .....	29
<b>3</b>	<b>SEGURANÇA E DESEMPENHO</b> .....	<b>31</b>
3.1	INTRODUÇÃO .....	31
3.2	ESTADOS LIMITES .....	31
3.2.1	<i>Estados Limites Últimos</i> .....	32
3.2.2	<i>Estados Limites de Utilização</i> .....	32
3.3	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO .....	33
3.3.1	<i>Método das Tensões Admissíveis (ASD)</i> .....	33
3.3.2	<i>Método dos Estados Limites (LRFD)</i> .....	34
3.3.2.1	Índice de Segurança .....	34
<b>4</b>	<b>RESISTÊNCIA E ESTABILIDADE DE ELEMENTOS ESBELTOS</b> .....	<b>39</b>
4.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	39
4.2	DEFINIÇÕES GERAIS .....	40
4.3	COMPRIMENTO ESTRUTURAL DE ELEMENTOS ESBELTOS .....	42
4.3.1	<i>Flambagem de Placas Comprimidas Longas</i> .....	42
4.3.2	<i>Resistência pós-flambagem</i> .....	45
4.3.3	<i>Método da Largura Efetiva</i> .....	46
4.4	DETERMINAÇÃO DA LARGURA EFETIVA .....	48
4.4.1	<i>Paredes Comprimidas Enrijecidas</i> .....	48
4.4.1.1	P.c.e. Sujeitas à Tensão Uniforme .....	48
4.4.1.2	Almas e Elementos enrijecidos sujeitos à Tensão Gradiente .....	49
4.4.2	<i>Paredes Comprimidas Não Enrijecidas</i> .....	53
4.4.2.1	P.c.n.e. Sujeitas a Tensão Uniforme .....	53
4.4.2.2	P.c.n.e. e Enrijecedores de Borda Sujeitos a Tensão Gradiente .....	53
4.4.3	<i>Paredes Uniformemente Comprimidas Parcialmente Enrijecidas (PCPE)</i> .....	55
4.5	EXEMPLO 2 .....	58
<b>5</b>	<b>BARRAS TRACIONADAS</b> .....	<b>66</b>
5.1	INTRODUÇÃO .....	66
5.2	RESISTÊNCIA DE BARRAS A TRAÇÃO .....	67
5.2.1	<i>Escoamento da Seção Bruta</i> .....	67
5.2.2	<i>Ruptura da Seção Líquida Efetiva</i> .....	68
5.2.2.1	Sem Ligações .....	68
5.2.2.2	Ligação Parafuso .....	69

5.2.2.3	Ligação Soldada .....	73
5.3	BARRAS DE SEÇÃO COMPOSTA TRACIONADAS AXIALMENTE .....	74
5.4	ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO .....	75
5.5	INFLUÊNCIA DO TRABALHO A FRIO NA RESISTÊNCIA DOS PERFIS .....	75
5.5.1	EXEMPLO 3 .....	77
<b>6</b>	<b>BARRAS FLETIDAS .....</b>	<b>80</b>
6.1	INTRODUÇÃO .....	80
6.2	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA (E.L.U.) .....	81
6.2.1	EXEMPLO 4 .....	83
6.2.2	Verificação da Flambagem dos Elementos Esbeltos (FLM e FLA) .....	86
6.2.2.1	Verificação da Flambagem local da Mesa (FLM) .....	86
6.2.2.2	Verificação da Flambagem Local da Alma (FLA) .....	88
6.2.2.3	Momento de Cálculo Devido a FLM e FLA .....	88
6.2.3	Verificação da Flambagem Lateral por Torção .....	91
6.2.4	EXEMPLO 5 .....	95
6.2.5	Verificação da Flambagem Distorcional .....	98
6.2.5.1	Perfis C e Z com enrijecedores simples, de forma simplificada .....	99
6.2.5.2	Perfis Z, C, Cartola e Seção Aberta com Enrijecedores Simples de Dimensões Próximas a da Mesa ou Enrijecedores Complexos .....	100
6.2.6	EXEMPLO 6 .....	102
6.2.7	Determinação do momento de Projeto .....	107
6.3	VERIFICAÇÃO DE DESLOCAMENTO (E.L.S.) .....	107
6.4	VERIFICAÇÃO DE PEÇAS SUJEITAS À CISLHAMENTO .....	110
6.5	VERIFICAÇÃO DO CISLHAMENTO E FLEXÃO COMBINADOS .....	112
6.5.1	EXEMPLO 7 .....	113
6.6	CORRUGAÇÃO DE ALMAS .....	114
6.6.1	EXEMPLO 8 .....	121
6.7	COMBINAÇÃO ENTRE FLEXÃO E CORRUGAÇÃO DA ALMA .....	122
6.7.1	Vigas Com Almas Simples .....	122
6.7.2	Vigas Com Seção I, Com Alto Grau de Restrição Contra a Rotação da Alma .....	123
6.7.3	Vigas Com Duas Seções Z alinhadas .....	124
6.8	COMBINAÇÃO ENTRE FLEXÃO E CARREGAMENTO TORCIONAL .....	124
<b>7</b>	<b>BARRAS COMPRIMIDAS .....</b>	<b>126</b>
7.1	INTRODUÇÃO .....	126
7.2	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS APLICÁVEIS .....	126
7.2.1	Seções Não Sujeitas a Flambagem por Torção ou Flexo-Torção .....	127
7.2.2	Flambagem Elástica a Torção ou Flexo-Torção .....	128
7.2.2.1	Equação Característica .....	128

7.2.2.2	Seções Simétricas Ponto e Seções Duplamente Simétricas .....	130
7.2.2.3	Seções Monossimétricas .....	131
7.2.2.4	Seções Não Simétricas .....	133
7.2.3	<i>Escoamento</i> .....	133
7.3	RESISTÊNCIA DE PROJETO .....	134
7.3.1	<i>Até o AISI/91</i> .....	134
7.3.1.1	Flambagem Elástica .....	134
7.3.1.2	Flambagem Inelástica .....	134
7.3.2	<i>Após o AISI/96</i> .....	136
7.3.3	<i>EXEMPLO 9</i> .....	138
7.4	FATOR <i>K</i> DE COMPRIMENTO EFETIVO DE FLAMBAGEM .....	141
7.5	VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM DISTORCIONAL (COMPRESSÃO) .....	145
7.5.1	<i>Perfis C e Z com enrijecedores simples, de forma simplificada:</i> .....	146
7.5.2	<i>Perfis Z, C, Cartola e Seção Aberta com Enrijecedores Simples de Dimensões Próximas a da Mesa ou Enrijecedores Complexos</i> .....	147
7.5.3	<i>EXEMPLO 10</i> .....	148
<b>8</b>	<b>FLEXÃO COMPOSTA</b> .....	<b>152</b>
8.1	INTRODUÇÃO .....	152
8.2	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS APLICÁVEIS .....	152
8.3	CRITÉRIOS PARA PROJETO DO AISI/07 .....	153
8.3.1	<i>Flexão Combinada à Tração</i> .....	153
8.3.2	<i>Flexão Combinada à Compressão</i> .....	154
8.4	CONSIDERAÇÕES SOBRE AS FÓRMULAS DE INTERAÇÃO .....	155
8.4.1	<i>Fatores de Majoração (<math>1/\alpha_n</math>)</i> .....	156
8.4.2	<i>Coefficiente <math>C_m</math></i> .....	157
8.5	<i>EXEMPLO 11</i> .....	157
<b>9</b>	<b>TUBOS DE SEÇÃO CIRCULAR</b> .....	<b>159</b>
9.1	INTRODUÇÃO .....	159
9.2	ESTADOS LIMITES .....	161
9.2.1	<i>Estados Limites Últimos</i> .....	161
9.2.2	<i>Estados Limites de Utilização</i> .....	161
9.3	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE TUBOS DE SEÇÃO CILÍNDRICA .....	161
9.3.1	<i>Flambagem Local</i> .....	162
9.3.2	<i>Resistência à Compressão</i> .....	164
9.3.3	<i>Resistência à Flexão</i> .....	165
9.3.4	<i>Combinação Flexão e Compressão</i> .....	166
9.4	<i>EXEMPLO 12</i> .....	167

<b>10</b>	<b>LIGAÇÕES.....</b>	<b>171</b>
10.1	INTRODUÇÃO.....	171
10.2	LIGAÇÕES SOLDADAS.....	171
10.2.1	<i>Soldas por Arco Voltaico .....</i>	<i>172</i>
10.2.2	<i>Critérios de Cálculo Para Vários Tipos de Solda a Arco Voltaico, Segundo Prescrições da AISI/07</i> <i>175</i>	
10.2.2.1	Soldas em Juntas com Chanfros ou de Entalhe (Groove Welds), Ligação de Topo .....	175
10.2.2.2	EXEMPLO 13 .....	176
10.2.2.3	Soldas de Filete.....	177
10.2.2.4	EXEMPLO 14 .....	179
10.2.2.5	Soldas em Superfície Curva .....	180
10.2.2.6	EXEMPLO 15 .....	183
10.2.3	<i>Solda de resistência.....</i>	<i>184</i>
10.3	LIGAÇÕES PARAFUSADAS.....	184
10.3.1	<i>Critérios de Cálculo Para Ligações Parafusadas Segundo Prescrições do AISI/07 .....</i>	<i>185</i>
10.3.1.1	Limites de Espessura .....	185
10.3.1.2	Materiais .....	186
10.3.1.3	Espaçamento Mínimo Entre Furos Adjacentes e Distâncias Laterais .....	187
10.3.1.4	Tração em Partes Conectadas .....	188
10.3.1.5	Resistência à Deformação de Furos de Parafusos (Pressão de Contato).....	190
10.3.1.6	Tração e Cisalhamento em Parafusos.....	191
10.3.1.7	Combinação entre Tração e Cisalhamento.....	192
10.3.1.8	Ruptura.....	193
10.3.1.9	Ligações com Outros Materiais .....	194
10.3.2	<i>EXEMPLO 16.....</i>	<i>194</i>
<b>11</b>	<b>O USO DE COMPUTADORES EM PROJETOS .....</b>	<b>199</b>
<b>12</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>201</b>
12.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	201
12.2	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS POSTERIORES .....	201
	<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>202</b>

## Lista de Figuras

FIGURA 1-1 – PRINCIPAIS TIPOS DE PERFIS .....	4
FIGURA 1-2 - SEÇÕES DE TELHAS (CHAPAS CORRUGADAS) .....	5
FIGURA 1-3 – DOBRAGEM DE CHAPA A FRIO (FONTE:</WWW.INDROFER.COM.BR>).....	6
FIGURA 1-4 - PERFILAGEM DE CHAPAS A FRIO (FONTE:<WWW.ZIKELI.COM.BR>) .....	7
FIGURA 1-5 - PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DE LINHAS .....	11
FIGURA 1-6 - EXEMPLO 1 COM UNIDADES DE MEDIDAS EM MM .....	12
FIGURA 2-1 - AÇO COM ESCOAMENTO RÁPIDO (CHAPAS LAMINADAS A QUENTE).....	20
FIGURA 2-2 - AÇO COM ESCOAMENTO GRADUAL (CHAPAS LAMINADAS A FRIO OU TRATADAS TERMICAMENTE).....	21
FIGURA 3-1 - DISTRIBUIÇÃO HIPOTÉTICA DE PROBABILIDADE PARA RESISTÊNCIAS E SOLICITAÇÕES.....	35
FIGURA 3-2 - DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE CONHECIDA DO MÉTODO LRFD .....	36
FIGURA 4-1 - FLAMBAGEM LOCAL DE PAREDE COMPRIMIDA .....	39
FIGURA 4-2 - EXEMPLOS DE PAREDES COMPRIMIDAS ENRIJECIDAS (P.C.E.) .....	40
FIGURA 4-3 - EXEMPLOS DE PAREDES COMPRIMIDAS NÃO ENRIJECIDAS .....	41
FIGURA 4-4 - LARGURA PLANA W .....	41
FIGURA 4-5 - CHAPA SUBMETIDA A TENSÃO DE COMPRESSÃO.....	43
FIGURA 4-6 - LARGURA EFETIVA DE PAREDES (BARRAS COMPRIMIDAS) .....	43
FIGURA 4-7 - LARGURA EFETIVA DE PAREDES (BARRAS FLETIDAS).....	44
FIGURA 4-8 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES APÓS A FLAMBAGEM.....	46
FIGURA 4-9 –DIAGRAMA DE TENSÕES SIMPLIFICADO .....	47
FIGURA 4-10 - DETERMINAÇÃO DA LARGURA EFETIVA .....	47
FIGURA 4-11 - ALMA DE VIGA SUJEITA À FLEXÃO.....	50
FIGURA 4-12 - PAREDES ENRIJECIDAS SUJEITAS A TENSÃO GRADIENTE .....	51
FIGURA 4-13 - COMPRIMENTO DE FACE-A-FACE DA ALMA E DE ELEMENTOS E ENRIJECEDORES SUBMETIDOS À TENSÃO GRADIENTE ...	52
FIGURA 4-14 - ELEMENTO ENRIJECIDO COMPRIMIDO UNIFORMEMENTE .....	53
FIGURA 4-15 - ELEMENTO SUBMETIDO A GRADIENTE DE TENSÃO COM $F_1$ E $F_2$ COMPRIMINDO .....	54
FIGURA 4-16 - ELEMENTO NÃO ENRIJECIDO SUBMETIDO A GRADIENTE DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO .....	54
FIGURA 4-17 - ELEMENTO NÃO ENRIJECIDO DE PERFIS TIPOS C SUBMETIDO A GRADIENTE DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO PARA O MÉTODO ALTERNATIVO.....	55
FIGURA 4-18 - ENRIJECEDORES DE BORDA .....	56
FIGURA 4-19 - ELEMENTOS COM ENRIJECEDOR DE BORDA .....	57
FIGURA 4-20- PERFIL C ENRIJECIDO.....	58
FIGURA 5-1 - SEÇÕES USUALMENTE UTILIZADAS À TRAÇÃO.....	66
FIGURA 5-2 - EXEMPLOS DE FLEXÃO EXCÊNTRICA .....	67
FIGURA 5-3 - PERTURBAÇÕES NAS TENSÕES DEVIDO AOS FUROS (LIGAÇÃO CURTA E LIGAÇÃO LONGA).....	68
FIGURA 5-4 – DETERMINAÇÃO ‘S’ .....	71
FIGURA 5-5 - EXEMPLO DE TODOS OS ELEMENTOS DA SEÇÃO LIGADOS.....	72
FIGURA 5-6 - EXEMPLO DE LIGAÇÃO SOLDADA.....	74

FIGURA 5-7 - EXEMPLO DE SEÇÃO COMPOSTA (PERFIL CAIXA) .....	<b>ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.</b>
FIGURA 5-8 - EFEITO DA TENSÃO RESIDUAL E DA TENSÃO DE ENVELHECIMENTO NAS PROPRIEDADES DO PERFIL .....	76
FIGURA 5-9 - PERFIL C ENRIJECIDO .....	78
FIGURA 6-1 - SEÇÕES TRANSVERSAIS USUAIS EM CHAPA DOBRADA.....	80
FIGURA 6-2 - PERFIL CARTOLA.....	83
FIGURA 6-3 - LINHA EQUIVALENTE .....	84
FIGURA 6-4 - ANÁLISE TENSÃO/DEFORMAÇÃO DO PERFIL .....	85
FIGURA 6-5 - VIGAS COM PAREDES COMPRIMIDAS NÃO ENRIJECIDAS (P.C.N.E.) .....	86
FIGURA 6-6 - FLAMBAGEM LOCAL DA MESA (FLM) .....	86
FIGURA 6-7 - VIGAS COM PAREDES COMPRIMIDAS ENRIJECIDAS (P.C.E.) .....	87
FIGURA 6-8 - ANÁLISE DA FLAMBAGEM LOCAL PARA MOMENTOS DE PROJETO.....	90
FIGURA 6-9-ANÁLISE DA FLAMBAGEM LOCAL PARA MOMENTOS DE SERVIÇO .....	91
FIGURA 6-10 - EXEMPLOS DE VIGAS SENSÍVEIS À FLAMBAGEM LATERAL POR TORÇÃO .....	91
FIGURA 6-11 - PERFIL C SIMPLES SUBMETIDO A UM CARREGAMENTO LINEAR .....	95
FIGURA 6-12 - PERFIL C ENRIJECIDO .....	102
FIGURA 6-13 - PROPRIEDADES DA MESA DO PERFIL .....	104
FIGURA 6-14 - ESQUEMA DO ENRIJECEDOR TRANSVERSAL.....	111
FIGURA 6-15 - INTERAÇÃO ENTRE CISALHAMENTO E MOMENTO FLETOR .....	112
FIGURA 6-16 – COEFICIENTE DE FLAMBAGEM K PARA PLACA SIMPLEMENTE APOIADA, COM 1 OU 2 TENSÕES DISTRIBUÍDAS .....	114
FIGURA 6-17 - CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO PARA ENSAIOS DE CORRUGAÇÃO DE ALMA .....	116
FIGURA 7-1 - TIPOS DE SEÇÕES UTILIZADAS COMO BARRAS COMPRIMIDAS.....	126
FIGURA 7-2 - DESLOCAMENTO DE UMA SEÇÃO ASSIMÉTRICA DURANTE A FLAMBAGEM POR FLEXO-TORÇÃO .....	128
FIGURA 7-3 - TIPOS DE SEÇÕES SIMÉTRICAS PONTO E DUPLAMENTE SIMÉTRICAS.....	130
FIGURA 7-4 - TIPOS DE SEÇÕES MONOSSIMÉTRICAS .....	131
FIGURA 7-5 – TENSÃO DE FLAMBAGEM A FLEXÃO.....	136
FIGURA 7-6 –COMPARATIVO ENTRE AS EQUAÇÕES PARA TENSÃO CRÍTICA DE FLAMBAGEM .....	137
FIGURA 7-7 - PERFIL C ENRIJECIDO SUBMETIDO À COMPRESSÃO CENTRADA.....	138
FIGURA 7-8 – PÓRTICO RETANGULAR NÃO TRAVADO .....	143
FIGURA 7-9 - VALORES DE K DEPENDENDO DO TIPO DE APOIO E DA RELAÇÃO $(I/L)_{VIGA}/(I/L)_{PILAR}$ .....	143
FIGURA 7-10 – ÁBACO .....	144
FIGURA 7-11 - PERFIL C ENRIJECIDO SUBMETIDO À CARGA AXIAL.....	148
FIGURA 8-1 - VIGAS-COLUNA .....	152
FIGURA 8-2 - VIGA-COLUNA SUBMETIDA A CARGA AXIAL E MOMENTO APLICADO .....	156
FIGURA 9-1 – TUBO DE SEÇÃO CIRCULAR.....	160
FIGURA 9-2 - EXEMPLOS DE LIGAÇÕES DE TUBOS EM ESTRUTURAS .....	160
FIGURA 9-3 – $F_{ULT}$ DE PERFIS CILÍNDRICOS PARA FLAMBAGEM LOCAL (REPRESENTAÇÃO DE PLANTEMA) .....	162
FIGURA 9-4 – RESISTÊNCIA NOMINAL A COMPRESSÃO PARA PERFIS CILÍNDRICOS.....	165
FIGURA 9-5 - TUBO CIRCULAR SUBMETIDO À FLEXÃO COMPOSTA.....	167

FIGURA 10-1 SOLDA ELÉTRICA COM ELETRODO.....	172
FIGURA 10-2 – SIMBOLOGIA DE SOLDAS (AWS).....	174
FIGURA 10-3 - EXEMPLO TÍPICO DE SOLDA DE ENTALHE.....	176
FIGURA 10-4- SOLDA DE ENTALHE.....	176
FIGURA 10-5 - DIMENSÃO DOS FILETES DE SOLDA. (A) - LIGAÇÃO POR TRANSPASSE; (B) -LIGAÇÃO EM T.....	178
FIGURA 10-6 - SOLDA DE FILETE EM CHAPAS.....	179
FIGURA 10-7 - SOLDA DE BISEL EM SUPERFÍCIE CURVA (CARREGAMENTO TRANSVERSAL).....	181
FIGURA 10-8 - SOLDA EM BISEL SIMPLES E SOLDA EM V RESPECTIVAMENTE, COM CARGA LONGITUDINAL ATUANTE.....	182
FIGURA 10-9 – SOLDA EM BISEL NIVELADA COM OS PLANOS DA CHAPA EM CURVA.....	182
FIGURA 10-10 - SOLDA EM BISEL NÃO NIVELADA COM OS PLANOS DA CHAPA EM CURVA.....	182
FIGURA 10-11-SOLDAS EM SUPERFÍCIES CURVAS.....	183
FIGURA 10-12 - TIPOS DE RUPTURA EM LIGAÇÕES PARAFUSADAS.....	185
FIGURA 10-13 - CHAPAS CONECTADAS POR PARAFUSOS.....	195

## Lista de Tabelas

TABELA 1-1 - DETERMINAÇÃO DE $X_{cg}$ PARA O EXEMPLO 1 .....	14
TABELA 2-1 - PRINCIPAIS TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIS DO MERCADO .....	30
TABELA 3-1 - PRINCIPAIS FATORES DE MINORAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS PERFIS DE CHAPA DOBRADA .....	38
TABELA 4-1 - COEFICIENTE K PARA DETERMINAÇÃO DA TENSÃO CRÍTICA DE FLAMBAGEM (S.A. = SIMPLEMENTE APOIADO) .....	45
TABELA 4-2 - CÁLCULO DA NOVA POSIÇÃO DA LN (LINHA NEUTRA) .....	62
TABELA 4-3 - CÁLCULO DA NOVA POSIÇÃO DA LN (LINHA NEUTRA).....	64
TABELA 6-1 - COEFICIENTE DA FLECHA MÁXIMA, $\Gamma$ .....	110
TABELA 6-2 - COEFICIENTES E FATORES DE RESISTÊNCIA À CORRUGAÇÃO PARA PERFIS COMPOSTOS (PERFIS TIPO I) .....	117
TABELA 6-3 - COEFICIENTE E FATORES DE RESISTÊNCIA À CORRUGAÇÃO PARA PERFIS C E PERFIS U. ....	118
TABELA 6-4 - COEFICIENTES E FATORES DE RESISTÊNCIA À CORRUGAÇÃO PARA PERFIS Z.....	119
TABELA 6-5 - COEFICIENTES E FATORES DE RESISTÊNCIA À CORRUGAÇÃO PARA PERFIS CARTOLA .....	120
TABELA 6-6 - COEFICIENTES E FATORES DE RESISTÊNCIA À CORRUGAÇÃO DE PERFIS TELHAS (CHAPAS CORRUGADAS).....	120
TABELA 7-1 CÁLCULO DA ÁREA EFETIVA.....	141
TABELA 7-2 – VALORES DE K.....	142
TABELA 10-1 - POSIÇÃO DE SOLDAGEM.....	173
TABELA 10-2 –TAMANHO M.....	186
TABELA 10-3 – FATOR DE DEFORMAÇÃO C .....	191
TABELA 10-4 – FATOR MODIFICADOR, $M_f$ , PARA TIPOS DE DEFORMAÇÕES DEVIDO A CONEXÃO.....	191
TABELA 10-5 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E AO CISALHAMENTO EM PARAFUSOS.....	192
TABELA 11-1 - HISTÓRICO DO PECAD .....	200

## Lista de Símbolos

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$\alpha$	fator de majoração (flexão composta)
$\beta$	índice de segurança
$\gamma$	coeficiente da flecha máxima
$\theta$	ângulo entre a vertical e o plano da alma de seção Z em graus
$\sigma$	tensão relativa à deformação por cisalhamento nas placas
$\sigma_{cr}$	tensão de flambagem elástica teórica
$\sigma_t$	tensão de flambagem torcional
$\rho$	fator de redução
$\lambda, \lambda_c$	fatores de esbeltez
$\varphi_b$	coeficiente de segurança para a flexão
$\varphi_c$	coeficiente de segurança para a compressão
$\varphi_t$	coeficiente de segurança para a tração
$\varphi_v$	coeficiente de segurança para o cisalhamento
$\varphi_w$	coeficiente de segurança para a corrugação
$A_e$	área efetiva da seção sob tensão Fn
$A_n$	área líquida da seção transversal
$A_s$	área da seção transversal de enrijecedores transversais
$A_s'$	área efetiva do enrijecedor
$a$	comprimento do intervalo de travamento
$b$	largura efetiva de projeto do elemento comprimido
$b_d$	largura efetiva para cálculo de deslocamento
$C_b$	coeficiente de flexão função da variação do momento
$C_m$	coeficiente dos momentos das extremidades na equação de interação N x M
$C_{mx}$	coeficiente dos momentos das extremidades na equação de interação N x M
$C_{my}$	coeficiente dos momentos das extremidades na equação de interação N x M
$C_{TF}$	coeficiente dos momentos das extremidades na equação de interação N x M
$C_v$	coeficiente do enrijecedor de cisalhamento
$C_w$	constante de empenamento da seção transversal
$C_y$	fator de deformação à compressão
$D$	diâmetro externo de um tubo cilíndrico
$D$	ação permanente
$d$	diâmetro do parafuso
$d_h$	diâmetro padrão do furo
$d_s$	largura efetiva reduzida do enrijecedor
$E$	módulo de elasticidade do aço
$e_{min}$	distância mínima permitida entre o centro de uma solda a adjacência mais próxima
$e_y$	deformação no escoamento
$F_e$	tensão de flambagem elástica
$F_n$	tensão nominal de flambagem
$F_{nt}$	resistência nominal à tração do parafuso
$F_{nv}$	resistência nominal ao cisalhamento do parafuso
$F''_{nt}$	resistência nominal do parafuso sob combinação de tração e corte
$F_u$	tensão de ruptura
$F_{xx}$	designação do nível de resistência pela AWS na classificação do eletrodo
$F_y$	tensão de escoamento utilizado no projeto
$f$	tensão no elemento comprimido calculado com base na largura efetiva de cálculo
$f_d$	tensão de compressão baseado na seção efetiva relativa para deslocamento

$G$	módulo de elasticidade transversal do aço
$h$	altura plana da alma
$I_a$	momento de inércia do enrijecedor tal que cada elemento do mesmo se comporte como elemento enrijecido
$I_{sW}$	momento de inércia real do enrijecedor em relação ao seu próprio eixo paralelo ao elemento enrijecido por aquele
$I_x, I_y$	momento de inércia da seção total em relação aos eixos principais
$J$	constante torcional de Saint Venant
$K$	fator de comprimento efetivo
$K$	coeficiente de flambagem de placa
$L$	ação decorrente do uso
$L$	comprimento do filete de solda
$L$	comprimento destravado da barra
$M_c$	momento fletor crítico
$M_e$	momento crítico elástico
$M_n$	resistência nominal à flexão
$M_{nxo}, M_{nyo}$	resistência nominal à flexão em relação aos eixos respectivos sem consideração da flambagem lateral
$M_y$	momento que causa uma deformação $e_y$ no elemento comprimido
$P_n$	resistência axial nominal da barra
$r_o$	raio de giração polar da seção transversal em relação ao centro de cisalhamento
$r_x, r_y$	raio de giração da seção total em relação aos eixos centrais principais
$S_c$	módulo resistente elástico da seção efetiva
$S_d$	ação atuante de cálculo
$T_n$	resistência nominal à tração
$t$	espessura base da chapa do perfil
$t_w$	garganta efetiva de solda
$V_n$	resistência nominal ao cisalhamento
$W$	ação decorrente do vento
$w$	largura plana da mesa
$x_o$	distância do centro de cisalhamento ao centroide da seção medida na direção do eixo principal x e tomada como positiva
<i>USI-SAC-250</i>	aço estrutural anticorrosivo de média resistência mecânica, fabricado pela USIMINAS (Fy = 2500 Kgf/cm <sup>2</sup> )
<i>USI-SAC-300</i>	aço estrutural anticorrosivo de média resistência mecânica, fabricado pela USIMINAS (Fy = 3000 Kgf/cm <sup>2</sup> )
<i>USI-SAC-350</i>	aço estrutural anticorrosivo de alta resistência mecânica, fabricado pela USIMINAS (Fy = 3500 Kgf/cm <sup>2</sup> )
$E_{st}$	

## **Prefácio**

### **Considerações gerais**

Os perfis de chapa dobrada a frio há décadas são utilizados no mundo, desde a América do Norte, especialmente nos Estados Unidos, Reino Unido e Europa Continental, Ásia (destacando-se o Japão e a China) e Oceania (destaque para a Austrália). No Brasil, desde a década de 1970, o uso de perfis de chapa dobrada tem ganhado grande importância na construção civil, representando a grande maioria das estruturas leves no país.

Características relacionadas às ações meteorológicas, no Brasil, tornam os perfis formados a frio técnica e economicamente altamente viáveis. Assim, as velocidades moderadas de ventos, especialmente nas regiões geográficas centro-norte, ações sísmicas de baixa intensidade e, praticamente, ausência de cargas de neve, tornam os perfis dobrados altamente vantajosos para estruturas de galpões, coberturas, ginásios - estruturas leves em geral. Diante disso, é possível perceber que o uso de tais produtos no processo construtivo é até mais vantajosa do que nos Estados Unidos, Inglaterra e Europa, locais que regem o desenvolvimento técnico-científico de chapa dobrada.

Apesar de tratado muitas vezes de forma semelhante aos perfis laminados e soldados, a verificação da capacidade de resistência dos perfis de chapa dobrada, normalmente, é mais complexa. Isso em virtude dos perfis de chapa dobrada, normalmente, terem as suas seções compostas por paredes com esbeltez elevada, o que os leva a trabalhar em regime de resistência pós-flambagem, além da existência de seções transversais complexas.

Sendo assim, esse livro descreve o comportamento estrutural, o dimensionamento de barras e ligações, além de introduzir conceitos de projeto de estruturas leves de aço, utilizando-se dessa tecnologia, de acordo com os produtos e processos produtivos hoje existentes no mercado brasileiro de estruturas de aço. Assim, fazendo-se uma abordagem referente à utilização em projetos, pretende-se com este livro tornar o dimensionamento desses perfis menos tedioso e mais fácil para o engenheiro pouco familiarizado com os perfis de chapa dobrada a frio.

O texto está baseado nos critérios da norma americana do AISI/2007- Load and Resistance Factor Design (LRFD). Embora essa edição da norma do AISI, a de 2007, já tenha nove anos, disponibilizaremos o texto por entender que ele poderá contribuir com meio acadêmico e técnico. A segunda edição, inteiramente baseada na última edição do AISI - de 2013 (Cold-Formed Steel Design, 2013 Edition) já está sendo elaborada, mesmo lançado o

AISI/2016. O intuito é possibilitar uma adaptação às novas ideias envolvendo chapa dobrada, visto que ao longo desses 25 anos que separam a criação do PECAD 91 do PECAD 2007, conceitos e equações foram alteradas e/ou incrementadas.

A primeira norma de projeto de perfis dobrados a frio publicada no mundo, foi o resultado de um intenso programa de pesquisa desenvolvido no período da Segunda Grande Guerra, sendo especialmente, conduzidos pelo Prof. George Winter, na Universidade de Cornell, nos Estados Unidos. Os perfis dobrados foram largamente utilizados na frente de batalha, pelas tropas americanas na Europa, em virtude de suas características e vantagens: leveza e ótima relação resistência-peso, facilidade de fabricação, montagem e transporte.

A partir dessa primeira edição do AISI, em 1946, as normas americanas foram seguidamente revistas no máximo a cada década. Assim é que a norma do AISI foi republicada em 1956, 1962, 1968, 1980, 1986, 1991, 1996, 1999, 2008 e 2012, 2013, e atualmente, com pequenas alterações a de 2016. Durante boa parte dos anos de publicação desse material, o método do ASD (Allowable Stress Design) fora exclusivamente adotado, sendo o critério de dimensionamento baseado no Método dos Estados Limites (Load and Resistece Factor Design (LRFD) integrado a norma do American Iron and Steel Institute (AISI) somente a partir de 1991.

O Método dos Estado Limites é também critério de projeto de perfis dobrados a frio no Brasil, na Europa, alguns países asiáticos como China e Rússia (desde a década de 1950). Além de Austrália, Nova Zelândia e o Japão. Nos Estados Unidos o Setor de Normas Técnicas - American National Standard (ANS), através do seu instituto, American National Standard Institute (ANSI) tentou estabelecer um critério baseado no LRFD, como único método de dimensionamento, tanto para estruturas de aço como concreto, a partir do ano de 1989.

Para o desenvolvimento de recomendações destinadas ao dimensionamento de perfis dobrados a frio, utilizando-se do método dos estados limites (LRFD), o AISI formou inicialmente um comitê com pesquisadores objetivando-se a realização de pesquisas e experimentos em laboratórios, baseadas principalmente nas Universidades de Missouri-Rolla, Cornel, Minnesota e Washington. A motivação para esses estudos baseou-se, no fim da década de 1990, no fato de que o meio técnico e acadêmico dos Estados Unidos, detinha um conhecimento ainda restrito, quanto à utilização do Método dos Estados Limites em projeto e fabricação de estruturas de aço. Isso, tanto para os perfis laminados e soldados, mas principalmente para o dimensionamento de perfis de chapa dobrada a frio.

A falta de uma base consolidada de conhecimentos a partir do LRFD não era surpresa, uma vez que os americanos detinham uma experiência acumulada de quase 60 anos de projeto, utilizando-se do Método das Tensões Admissíveis (ASD) e de menos de uma década com o Método dos Estados Limites (experiência essa apenas no dimensionamento de perfis laminados a quente e perfis soldados). Nesse contexto e sentido que a edição do AISI-86 foi publicada, já com uma estruturação visando se adequar a uma inevitável adoção do Método dos Estados Limites (LRFD), também para os perfis dobrados a frio, os critérios do AISI/86 ainda foram conservadores, se compararmos com as atuais recomendações presentes nas recentes edições.

Portanto, foi nesse contexto que o AISI estruturou o comitê para elaboração da sua primeira norma baseada no Método dos Estados Limites (LRFD). Daí a necessidade de pesquisas no sentido de qualificar, quantificar e calibrar os coeficientes que melhor retratassem as incertezas, tanto do lado das ações, quanto do lado das resistências, para um dimensionamento adequado quanto a segurança e desempenho das estruturas. Além, claro, que fosse o mais econômico possível.

Porém, os americanos não conseguiram estabelecer essa mudança de ASD para LRFD, diferente de outros países. Isso em virtude de possuírem uma tecnologia desenvolvida, estabelecida, consolidada há mais de meio século, desde o início das pesquisas formais em 1939, conduzidas na Universidade de Cornell pelo Prof. George Winter, para a concepção de estruturas com perfis de chapa dobrada a frio

A proporção e o significado de mudar um método de dimensionamento: de ASD para LRFD é algo inimaginável, visto de forma semelhante, a mudança de um Sistema de Unidades Técnicas, que foi o caso brasileiro, do MKS para SI, que mesmo este sendo de menor proporção, requisitou uma geração técnica. Não se trata apenas de mudar um conjunto de procedimentos para verificação, muito mais que isso, são procedimentos de projeto, dimensionamento, fabricação e montagem que são modificados. Além, claro, para os perfis dobrados a frio, um enorme conjunto de referências bibliográficas, tecnologias de informação, sistemas tecnológicos e, depois da década de 1980, inúmeros softwares que necessitavam ser adaptados e atualizados.

Assim, a partir de 1996 o AISI passa a incorporar os dois métodos - ASD e LRFD - no mesmo corpo da norma. Seguiram os americanos, de forma unificada, o Canadá e o México. A partir de 2001, com a liderança dos Estados Unidos, foi adotado na América do Norte o North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members (NAS),

resultado do acordo de livre comércio - North American Free Trade Agreement (NAFTA), de 1994, assinado entre os Estados Unidos e o Canadá, seguidos pelo México.

Essa norma comum na América do Norte é aprovada pela ANSI nos Estados Unidos, onde é referenciada como AISI S100. No Canadá é aprovada pela Canadian Standard Association (CSA), referenciada como S136. No México essa norma é regulada pela Camara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero (CANACERO). Essa especificação, comum entre aos três países, integra no corpo da mesma norma os métodos de dimensionamento baseados no ASD (Tensões Admissíveis), LRFD (Estados Limites) e LSD (Limit State Design), sendo os métodos de dimensionamento ASD e LRFD para os Estados Unidos e México e o LSD utilizado no Canadá.

O Brasil tem a sua norma para projeto de perfis de chapa dobrada a frio desde novembro de 2001, com o título: NBR 14762: 2001 - Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio. A NBR 14762 está inteiramente fundamentada no método dos estados limites. Baseia-se nas recomendações da norma norte americana do AISI, quase em toda a sua totalidade. Dentre as poucas exceções, ainda na primeira versão da norma brasileira, em 2001, estava a verificação de barras a compressão, onde a norma brasileira se orientava pelas diretrizes estabelecidas pelo Eurocode e pela própria norma australiana. A partir da sua última revisão, em 2010, a norma brasileira passou a ser inteiramente baseada no AISI. A NBR 14762/2010 estabelece os requisitos básicos que devem ser obedecidos no dimensionamento, à temperatura ambiente, de perfis estruturais de aço formados a frio, constituídos por chapas ou tiras de aço carbono, ou aço de baixa liga, ligados através de parafusos, ou soldas e destinados à estruturas de edifícios.

A Norma Brasileira também pode ser empregada para o dimensionamento de outras estruturas, além de edifícios, desde que sejam consideradas as particularidades de cada tipo de estrutura, como, por exemplo, os efeitos de ações dinâmicas (shakedown). A NBR 14762/2010 prevê que para situações ou soluções construtivas não cobertas por ela, que o projetista pode usar um procedimento acompanhado de estudos para manter o nível de segurança previsto pela Norma. Para situações ou soluções construtivas cobertas de maneira simplificada, o autor do projeto pode usar um procedimento mais preciso com os requisitos mencionados, desde que devidamente justificado e embasado.

Cabe observar que a Norma Brasileira que trata do projeto de perfis dobrados a frio, veio a ser editada mais de meio século após a primeira norma mundial sobre o assunto: O AISI

em 1946, no pós Guerra, nos Estados Unidos. Isso pode ser, dentre inúmeras outras, uma das indicações e, porque não, causas do nosso atraso tecnológico no uso do aço na construção civil.

O método de cálculo seguido neste texto (LRFD), possui vantagens sobre o método das tensões admissíveis, tais como: as incertezas e variações das resistências e carregamentos são distintas, sendo necessário, para uma otimização do processo, coeficientes igualmente distintos; o método recai num cálculo mais racional, já que os coeficientes provêm de um maior rigor probabilístico.

### **Objetivo e Conteúdo deste Trabalho**

O objetivo deste trabalho é a elaboração de um programa para computador para determinar as cargas limites de barras de perfis de aço de chapa dobrada a frio, segundo o método dos estados limites, proposto no AISI/07 (Load and Resistance Factor Design Specification for Cold-Formed Steel Structural Members), que é a base da norma brasileira NBR 14762/10. O programa, denominado PECAD/07 está sendo desenvolvido a partir do programa existente PECAD/91 (que se baseia no critério LRFD-AISI/91), acrescentando neste as alterações indicadas na versão já referida da norma.

Neste texto são apresentadas as recomendações para projeto do AISI/07 para os diversos tipos de solicitações nos perfis, juntamente com a discussão de alguns aspectos considerados relevantes no projeto de perfis de aço de chapa dobrada a frio. O manual do PECAD/07 conterá informações básicas e instruções sobre o funcionamento do programa desenvolvido e deve ser consultado paralelamente ao texto a fim de proporcionar uma utilização satisfatória do programa.

No Capítulo 1, algumas formas de utilização dos perfis de chapa dobrada a frio são enunciadas. É mostrado um breve histórico da utilização e desenvolvimento dos perfis dobrados a frio, enumerando algumas vantagens que a utilização desse tipo de material estrutural apresenta e em que situações ele é mais recomendado. São demonstrados os tipos mais comuns das seções transversais de barras de chapa dobrada a frio e os métodos normalmente utilizados na fabricação desse tipo de perfil (dobragem e perfilagem). Além disso, são discutidas algumas considerações importantes para o projeto de perfis dobrados já que estes apresentam algumas particularidades com relação ao dimensionamento de perfis pesados laminados ou soldados em virtude da grande esbeltez das suas paredes e da influência dos processos de fabricação a frio.

No Capítulo 2 são discutidos os aspectos relacionados com as características do aço empregado nas peças estruturais. Há uma dissertação acerca das propriedades mecânicas do

aço, importantes sob o ponto de vista estrutural, além de recomendações para seleção do aço estrutural. Os principais produtos de aço para uso estrutural são relacionados e, apresentados os tipos mais comuns de seção transversal de chapa dobrada a frio.

O Capítulo 3, que trata de segurança e desempenho, tem como tema principal o nível satisfatório de funcionamento da estrutura para os fins a que foi projetada. Para tanto ela não poderá ter ultrapassado seus estados limites (últimos e de utilização). A verificação da segurança da estrutura pode ser feita segundo métodos distintos, que são apresentados no capítulo, com especial atenção ao método dos estados limites (LRFD) com os coeficientes de segurança utilizados de acordo com a solicitação e das equações de combinação de carga, considerando somente as cargas mais frequentemente utilizadas para projetos no Brasil (cargas permanentes, decorrentes do uso e de vento).

No Capítulo 4 é tratada a definição de resistência de elementos esbeltos, conceito intimamente ligado a perfis de chapa dobrada a frio devido às relações largura/espessura das paredes relativamente grandes, possibilitando a flambagem local das mesmas, caracterizada pela perda da forma geométrica plana da superfície das paredes quando a tensão crítica de flambagem é atingida. No capítulo pode-se verificar que a parede, mesmo após ter sofrido a flambagem, continua apresentando resistência aos esforços (resistência pós-flambagem), a partir da qual desenvolveu-se o método da largura efetiva da parede, bastante útil na verificação de perfis que apresentem paredes submetidas às tensões de compressão. No capítulo são desenvolvidos processos para determinação da largura efetiva de paredes com variadas condições de apoio e tipos de tensão.

O Capítulo 5 trata da verificação de barras tracionadas, apresentando os principais tipos de seções utilizadas, e considerando os dois tipos de estados limites últimos (escoamento da seção bruta e ruptura da área líquida efetiva). Na ruptura da seção líquida efetiva é feita diferenciação na verificação de ligações soldadas e parafusadas, apresentado os respectivos critérios de dimensionamento.

No Capítulo 6, faz-se a verificação à flexão, utilizando o conceito de início de escoamento e de flambagem lateral; por fim, calcula-se o momento de projeto baseado no pior caso relatado acima. A abordagem do Capítulo 7 abrange os estados limites últimos, quando é calculado o momento resistente e também abrange o estado limite de utilização, quando é calculado o momento para a flecha máxima. Também é estudada a resistência ao cisalhamento para os vários tipos de alma. Ao final do capítulo, é apresentado o cálculo interativo entre

cisalhamento e flexão; o cálculo de corrugação da alma, e sua interação com o momento fletor; assim como também o cálculo da interação em momento torçor e flexão.

No Capítulo 7 são discutidos os aspectos relativos à segurança de barras submetidas à esforço de compressão. São analisados os tipos de ruína possíveis, dependendo das características da seção transversal, espessura da chapa e comprimento da barra. O tipo de ruína irá definir a carga de projeto que, além dos fatores citados, dependerá também do fator K de comprimento efetivo de flambagem, cujos valores podem ser determinados, segundo as indicações do texto.

No Capítulo 8 verifica-se o comportamento das peças estruturais submetidas à flexão composta, cuja verificação depende da fórmula de interação que relaciona a carga e os momentos aplicados com a cargas e momentos limites, acrescentando ou não, nas equações de interação, fatores de majoração e ponderação dependendo das condições de solicitação e apoio da barra.

No Capítulo 9 verifica-se o comportamento de tubos quanto aos estados limites de compressão, flexão pura e flexo-compressão, pois de acordo com o AISI/07 este tipo de seção apresenta um método de cálculo diferenciado quanto aos tipos de ações solicitantes descritas acima. O uso deste tipo de seção apresenta vantagens em certas aplicações que serão discutidas neste capítulo.

No Capítulo 10, verifica-se a resistência das ligações soldadas e parafusadas. Quanto às ligações soldadas, aborda-se soldas por arco voltaico e de resistência, analisando todos os efeitos causados na conexão.

No Capítulo 11, é explicado a importância do uso de recursos computacionais para a análise e estudo de perfis de chapa dobrada, bem como a apresentação do método utilizado para a construção do PECAD 2007, tendo como base versões anteriores.

# 1 OS PERFIS DE CHAPA DOBRADA A FRIO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Na construção de edificações de aço são utilizados dois grupos distintos de perfis:

- O grupo dos perfis laminados a quente e os perfis soldados obtidos através da ligação de chapas planas de aço;
- O grupo dos perfis de chapa dobrada a frio obtidos através da perfilagem, ou dobramento de chapas planas de aço.

Nos perfis de chapa dobrada a frio as espessuras podem variar no intervalo 0,38mm até 25,4mm. A norma do AISI regulamenta o dimensionamento de perfis de chapa dobrada para espessuras até 25,4mm (1"). Existem no mercado brasileiro fábricas de equipamentos (dobreiras) com capacidade para dobragem de chapas de até 38,1mm (1½"), bem como cortadeiras hidráulicas com capacidade de corte de chapas de até 31,8mm (1¼"). Contudo, a grande maioria dos perfis de chapa dobrada utilizados em construções leves de aço possuem espessuras variando 2,00mm a 6,35mm (¼"). Em Brasília, os fabricantes têm capacidade para dobragem de chapas de no máximo 16 mm (⅝") de espessura, com 7000 mm de comprimento.

Os perfis dobrados a frio são bastante utilizados na indústria automotiva (chassis de caminhões, lataria de automóveis), indústria de equipamentos para a agricultura, equipamento de proteção de veículos em rodovias (*guard rail*), torres para linhas de transmissão, pontes vicinais, estacas prancha, silos e principalmente em edifícios leves de aço (galpões de armazenamento, escolas, galpões graneleiros, acessórios estruturais em edifícios altos). Apesar da variada aplicabilidade dos perfis de chapa dobrada, este livro se limitará ao estudo destes perfis quando utilizados na construção de edifícios. Para os outros tipos de estruturas podem ser necessárias considerações, quanto ao efeito dinâmico, da fadiga e da resistência a corrosão.

As primeiras aplicações de chapa dobrada a frio que se tem notícia, se deram nos anos de 1850-60 na Inglaterra e nos Estados Unidos, na execução de tapamentos em edifícios, semelhantes as atuais telhas metálicas de aço galvanizado. A seguir apresentam-se alguns breves dados históricos referentes ao desenvolvimento tecnológico e científico dos perfis dobrados a frio.

- 1850 : Utilização em tapamentos de edifícios na Inglaterra e nos Estados Unidos.

- 1939 : Início das pesquisas de forma sistemática através do Prof<sup>o</sup> George Winter na Universidade de Cornell-EUA.
- 1940 : Intensificação do uso em estruturas. Durante a 2<sup>a</sup> Guerra Mundial foi largamente utilizados na fabricação de alojamentos, pontes provisórias, equipamentos militares, etc.
- 1946 : Publicação da primeira edição do AISI, resultado das pesquisas conduzidas em Cornell por Winter. Até 1970 foram publicadas várias edições do AISI, em intervalos de aproximadamente dez anos, como resultados de pesquisas em várias Universidades americanas, principalmente Cornell e Missouri-Rolla.
- 1970 : Início das pesquisas de forma sistemática em outros países, principalmente no Canadá, Inglaterra e Japão.
- 1984 : Publicação da primeira edição da norma canadense CSA-S136-M84, já baseada no método dos estados limites.
- 1986 : Publicação de edição do AISI, ainda baseada no método das tensões admissíveis, contudo com uma formulação já prevendo versão para o método dos estados limites. O formato desta edição prevê total informatização do dimensionamento, inclusive com capítulo específico com fluxogramas para programação em computadores.
- 1991 : Publicação da primeira versão do AISI já baseada no método dos estados limites.
- 1996 : União dos métodos ASD e LRFD em uma única norma
- 2001 : Criação da primeira norma brasileira de chapa dobrada, a NBR 14762/01 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio.
- 2004 : adoção de uma norma comum entre os países que compõe o NAFTA (Estados Unidos, México e Canadá), introduzindo assim fatores de redução de resistência associadas ao LSD (Limit States Design).
- 2007 : Introdução da análise da flambagem distorcional separadamente da flambagem local.

No Brasil houve um certo atraso quanto ao desenvolvimento das tecnologias e pesquisas sobre perfis de chapas dobradas a frio, seja por um atraso na industrialização do país, seja pela forte influência das estruturas de concreto armado nas escolas de arquitetura do país, de forma que por muito tempo os engenheiros projetistas estiveram à mercê de normas estrangeiras. Mesmo que na década de 1930, o então presidente Getúlio Vargas tenha incentivado o desenvolvimento das siderurgias no país, apenas nas décadas de 1950 e 1960, com a chegada da COSIPA (Companhia Siderúrgica de São Paulo) e USIMINAS (Usina Siderúrgica de Minas gerais), passou-se a ter a presença dos perfis de chapas

dobradas a frio na construção civil, ainda que de forma secundária e muito pouco difundida como elemento estrutural.

Durante todo esse período, só em 2001, graças a uma iniciativa da USIMINAS, ABCEM (Associação Brasileira de Construção de Metálica), docentes e vários profissionais da área, que se conformou uma norma própria para perfis de chapa dobrada a fria, a atual NBR 14762/10 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio.

Atualmente, no Brasil tem ocorrido a disseminação de casas populares com estruturas de aço leve, de forma que grandes siderurgias entraram neste mercado, fato este acarretado pela grande produtividade, associado ao baixo custo que as estruturas leves podem proporcionar. O light steel framing, como é conhecido esse tipo de estrutura, surgiu primeiramente nos Estados Unidos (1933) e tinha como finalidade substituir o grande uso de madeira nas edificações, visto que em 1871 a cidade de Chicago havia sido vítima de um incêndio que quase destruiu toda a cidade.

O uso dos perfis de chapa dobrada a frio na construção de edifícios, quando comparados com os perfis laminados e soldados, ou com outros tipos de materiais, tais como madeira e concreto, apresenta algumas vantagens:

- Os perfis de chapa dobrada podem ser fabricados com dimensões para resistir a pequenas cargas, e com comprimentos exatos. Isto possibilita o projeto de estruturas que busquem o mínimo peso e custo.
- Variados tipos de seção podem ser dobrados economicamente de modo a se obter perfis com relações resistência/peso elevadas.
- Os perfis de chapa dobrada a frio, geralmente, são bastante leves implicando em estruturas bastante econômicas.
- Possibilidade de fabricação de perfis dispondo de formas que permitem o encaixe de outros elementos, ou perfis.
- Fabricação de perfis adequados à instabilidade local e global. Isto tem como consequência estruturas de menor peso e custo.
- Facilidade de fabricação dos perfis e estruturas em virtude, principalmente do pequeno peso dos perfis.
- Rapidez e facilidade de montagem, também pela leveza.
- Precisão rigorosa nas medidas (dimensões, prumo), o que leva a uma redução no consumo de materiais de revestimento de alvenarias.
- Permite desmontagem para utilização em outro local.

- Uniformidade de qualidade, em virtude da pré-fabricação com mão-de-obra especializada, normalmente não disponível nas construções convencionais.
- Economia no transporte em virtude, principalmente, do pequeno peso.
- Resistência ao fogo bem maior que nas estruturas de madeira e equivalente às estruturas de concreto.

No Brasil, a combinação dos fatores mencionados nos itens anteriores, aliados a fenômenos naturais favoráveis (vento, neve, sismos), tornam as estruturas fabricadas de perfis de chapa dobrada a frio praticamente imbatíveis, sob o ponto de vista técnico-econômico, quando comparadas com as estruturas de madeira, ou concreto. Para o caso das chamadas estruturas leves de aço, utilizadas normalmente em coberturas (galpões, ginásios, pequenos hangares, etc.), nem mesmo os perfis laminados e soldados competem economicamente.

## 1.2 TIPOS DE SEÇÕES USUAIS E SUAS APLICAÇÕES

Os perfis de chapa dobrada a frio podem ser divididos em dois grupos distintos, não só pela forma das seções, mas também pelo processo de fabricação:

- Perfis estruturais individuais
- Painéis e chapas corrugadas

### 1.2.1 PERFIS ESTRUTURAIS INDIVIDUAIS

A Figura 1-1 a seguir mostra os principais tipos de seções utilizadas em perfis estruturais de chapa dobrada a frio. As seções tipo U-simples, U-enrijecido, cantoneira, tubo cilíndrico e caixa são os tipos mais utilizados em estruturas no Brasil.

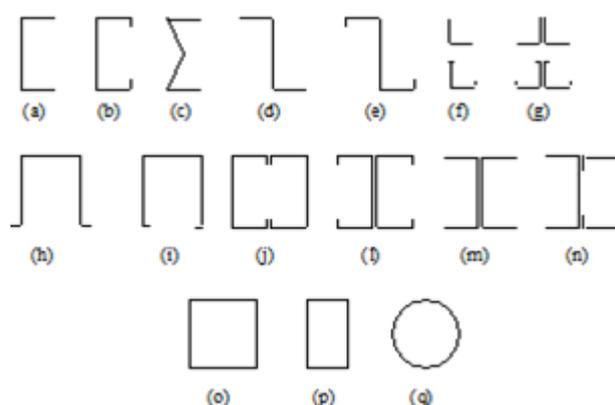


Figura 1-1 – Principais tipos de perfis

A altura dos perfis estruturais de chapa dobrada usados em edifícios, geralmente, varia de 50mm a 300mm. Para estes casos as espessuras usuais das chapas variam de 2,00mm até 6,35mm ( $\frac{1}{4}$ "). Não se deve adotar para perfis estruturais, em princípio, espessuras de chapa menor que 2,00mm, em virtude da resistência a corrosão. Quando utilizados na fabricação de equipamentos (máquinas agrícolas, por exemplo) e na indústria automotiva (chassis de caminhões) os perfis estruturais podem chegar a alturas de 450mm e espessuras de até 15,9mm ( $\frac{5}{8}$ ").

Os perfis de chapa dobrada têm sido utilizados na fabricação dos sistemas estruturais principais em edifícios residenciais e comerciais de até quatro pavimentos. Em edifícios metálicos de andares múltiplos, normalmente fabricados no Brasil com perfis soldados, a chapa dobrada é economicamente aplicada em elementos secundários, tais como sistemas de contraventamento, escadas e fechamentos. Contudo, a maior aplicação se dá nos chamados edifícios leves de aço, principalmente, na fabricação de estruturas para escolas, creches, postos de saúde, ginásios, fábricas, silos e galpões em geral. A razão principal para se adotar esta solução é a grande rapidez de execução, facilidade de fabricação e montagem, bem como o baixo custo.

### 1.2.2 PAINÉIS E CHAPAS CORRUGADAS

As chapas corrugadas são muito utilizadas na fabricação das conhecidas telhas de aço galvanizado. As telhas, geralmente, são aplicadas em coberturas e fechamentos de edifícios. Nos fechamentos, às vezes são pré-pintadas, que além da função estética aumenta a resistência a corrosão do aço. A altura do perfil das telhas, normalmente, varia de 25mm a 100mm com espessuras no intervalo de 0,43mm a 1,25mm. As telhas, quando são autoportantes (não necessitam de estruturas intermediárias de apoio), chegam a ter altura de até 470mm e espessuras variando de 1,25mm a 2,00mm, podendo vencer vãos livre de mais de 20m. A Figura 1-2 a seguir mostra alguns tipos de seções usuais de chapas corrugadas.

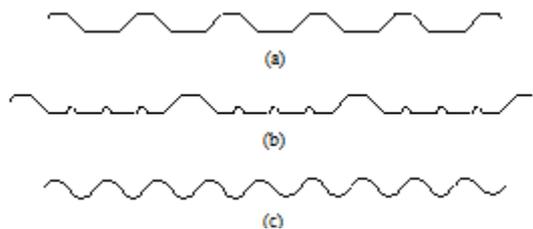


Figura 1-2 - Seções de telhas (chapas corrugadas)

A utilização de painéis de parede estruturais de aço é pouco frequente no Brasil. Praticamente não existem fábricas destes produtos pré-fabricados. Algumas iniciativas se restringem a obras

isolados, não representando nenhuma nova tendência. Em virtude disto não será estudado neste livro a resistência destes elementos, embora as prescrições constem do AISI/07.

### 1.3 MÉTODOS DE FORMAÇÃO DE PERFIS

Dois métodos normalmente são utilizados na fabricação dos perfis de chapa dobrada a frio:

- Dobragem de chapas a frio
- Perfilagem de chapas a frio

#### 1.3.1 DOBRAGEM DE CHAPAS A FRIO

No processo de dobragem de chapas a frio utilizam-se de equipamentos denominados dobradeiras hidráulicas. Encontram-se no mercado dobradeiras com capacidade para dobrar tiras de chapa com comprimento de 3000mm, 4000mm e 7000mm. Sob condições especiais podem ser fabricadas dobradeiras de até 14000mm de comprimento.

A dobragem é executada a partir de uma tira de chapa previamente cortada em guilhotina hidráulica de acordo com o comprimento da dobradeira. A operação consiste no movimento de uma ferramenta superior em forma de barra, atuando contra outra ferramenta inferior imóvel. Estas barras são removidas conforme o tipo de dobra desejada. Este processo de fabricação é utilizado tanto para a produção dos perfis de chapa fina, como para os perfis de chapa grossa. Normalmente a velocidade de produção não ultrapassa 20 m/min.

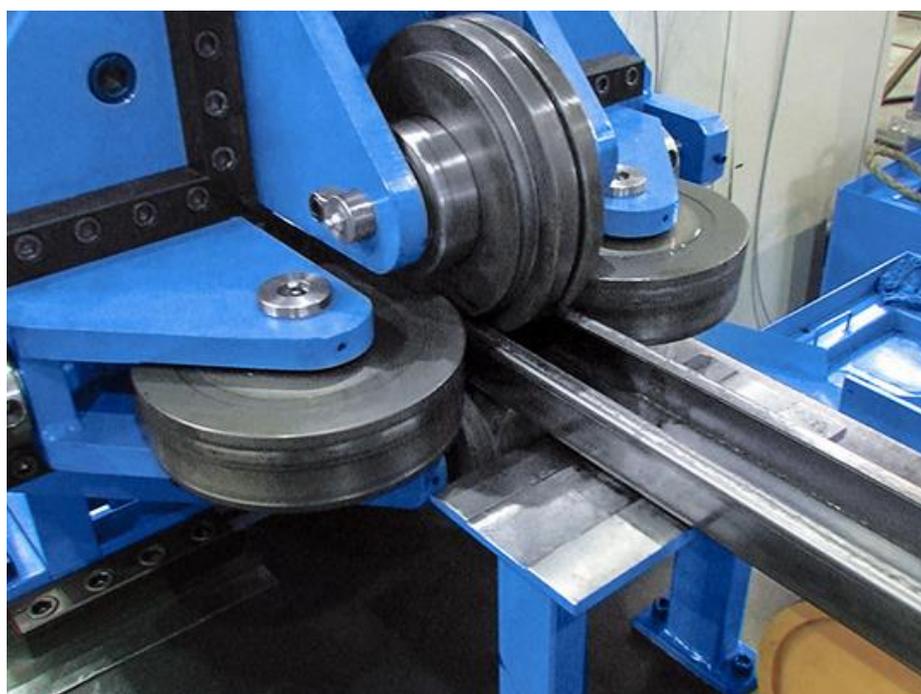


*Figura 1-3 – Dobragem de chapa a frio  
(fonte: </www.indrofer.com.br>)*

### 1.3.2 PERFILAGEM DE CHAPAS A FRIO

No processo de perfilagem de chapas a frio utilizam-se de equipamentos denominados de perfiladeiras. O equipamento pode ser desde uma simples perfiladeira de seis rolos, até uma bateria de vários rolos dispostos em uma pista de produção.

A perfilagem é executada a partir de uma pequena bobina de chapa, previamente formada, cuja largura corresponde ao comprimento das paredes do perfil quando desenvolvidas. Este processo, normalmente, é utilizado para fabricação de perfis com chapas de espessura de até 3mm. As chamadas telhas de aço galvanizado (veja-se Figura 1-2) são produzidas por este processo. Seções simples tipo U-simples, U-enrijecido, cartola, tubos de circulares e retangulares podem ser fabricados por este processo. A velocidade de produção varia com o tipo da seção transversal e espessura da chapa. A produtividade usual varia de 20 a 60 m/min, podendo chegar em casos especiais a 140 m/min. O corte transversal dos perfis também é automático, geralmente, feito por policorte.



*Figura 1-4 - Perfilagem de chapas a frio  
(fonte: <[www.zikeli.com.br](http://www.zikeli.com.br)>)*

### 1.4 CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA PROJETO

Os perfis dobrados, em virtude da grande esbelteza das suas paredes e da influência dos processos de fabricação a frio, têm características que os diferem do dimensionamento dos perfis pesados laminados ou soldados. A seguir são discutidas algumas considerações importantes para o projeto dos perfis dobrados.

### 1.4.1 FLAMBAGEM LOCAL E RESISTÊNCIA PÓS-FLAMBAGEM DE PAREDES COMPRIMIDAS ENRIJECIDAS

As paredes dos perfis de chapa dobrada a frio, normalmente, são muito esbeltas. Isto faz com que estas paredes se tornem instáveis localmente em um nível de tensão menor que o limite de escoamento do aço da chapa, quando submetidas a tensões de compressão, compressão e flexão, cisalhamento ou corrugação. A flambagem local é um dos critérios predominantes no dimensionamento destes perfis.

Desde o início dos estudos envolvendo perfis de chapas dobradas é conhecido que mesmo após ser atingida a tensão de flambagem elástica em uma parede de um perfil, o mesmo continua recebendo acréscimo de carga, sem atingir a ruína. A este fenômeno dá-se o nome de resistência pós-flambagem. Alguns perfis, dependendo do tipo de seção, pode apresentar carga última de ruína correspondente até 4 vezes a carga teórica de flambagem. Desta forma, como as paredes das seções de chapa dobrada são muito esbeltas, estes perfis trabalham eminentemente em regime de resistência pós flambagem. Estas considerações levam, evidentemente, a grande economia de material no dimensionamento, razão pela qual as normas incorporam estes critérios em seus procedimentos de cálculo.

### 1.4.2 RIGIDEZ A TORÇÃO

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot \sum_{i=1}^n l_i \cdot t_i^3 \quad (1.1)$$

Os perfis abertos de parede fina, nos quais se enquadram as seções de chapa dobrada a frio, têm rigidez à torção proporcional ao cubo da espessura da chapa. Onde:

$I_t$  = momento de inércia à torção do perfil de parede fina aberta

$l_i$  = comprimento do elemento  $i$

$t_i$  = espessura da chapa

$n$  = número de paredes que compõem a seção transversal

Nos perfis de chapa dobrada a espessura  $t$  é constante na seção e, normalmente, muito pequena. Assim, rigidez à torção também é muito baixa. Nas seções monossimétricas o centro de torção e de gravidade não são coincidentes e nas situações de projeto as cargas, muitas vezes, não passam pelo centro de cisalhamento, provocando torção na seção. Somando este último aspecto à pequena rigidez à torção das seções, o estado limite de flambagem por flexo-torção é critério dominante no dimensionamento dos perfis de chapa dobrada a frio.

### **1.4.3 ENRIJECEDORES DE PAREDES COMPRIMIDAS**

A adoção de enrijecedores de borda em perfis laminados e soldados não é viável economicamente. Nos perfis dobrados a frio a utilização de enrijecedores de virada de borda, não só é prático, como aumenta muito a capacidade de carga das seções, conduzindo a dimensionamentos mais econômicos.

### **1.4.4 VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DE SEÇÕES COM PAREDES COMPRIMIDAS NÃO ENRIJECIDAS**

Só há possibilidade de considerar uma distribuição constante de tensões ao longo de uma parede comprimida, quando a relação largura/espessura é pequena ou quando a carga aplicada é pequena. No entanto como ambas as considerações nem sempre são verdadeiras, as peças sujeitas a compressão costumam-se encontrar-se em um estado de pós-flambagem o qual permite que a estrutura não entre em ruína. A solução analítica exata para a consideração da resistência pós-flambagem é matematicamente muito complicada, pois entra no campo dos grandes deslocamentos. Desta forma, utiliza-se de um modelo teórico em que uma largura efetiva  $b_{ef}$  (menor ou igual a largura plana total da parede em análise) resiste a carga total, submetida a uma tensão uniforme em seu comprimento. Assim, as propriedades geométricas da seção transversal podem ser reduzidas em função da esbeltez das paredes comprimidas e do nível de tensão externo introduzido.

### **1.4.5 LIGAÇÕES**

Em perfis dobrados a frio as chapas que compõem os sistemas de ligações, normalmente, são muito mais finas que as utilizadas em estruturas fabricadas com perfis laminados à quente, ou soldados. Também nos perfis de chapa dobrada, o patamar de escoamento do aço pode ser menor. Estes dois fatores combinados alteram a resistência à tração e ao esmagamento de chapas nas ligações parafusadas, quando comparadas com os perfis laminados.

A adoção de chapas muito finas em estruturas de perfis dobrados, comparadas com as utilizadas em estruturas com perfis pesados, conduz à comportamentos bastante diferentes para as ligações soldadas.

### **1.4.6 RESISTÊNCIA A CORRUGAÇÃO DE ALMAS DE VIGAS**

Nos perfis de chapa dobrada não é prático o uso de enrijecedores de alma. As almas, normalmente, são muito esbeltas. Desta forma, o estado limite de corrugação de alma é, frequentemente, um critério de verificação da capacidade de seções.

### **1.4.7 LIMITAÇÕES DE ESPESSURAS**

As espessuras mínimas de chapas dobradas citados no item 1.2 não devem ser encaradas como limitações. Os limites inferiores de 1,90mm para os perfis estruturais referem-se exclusivamente a resistência à corrosão. Assim, caso as paredes da seção atendam os limites máximos de esbeltez e não sejam ultrapassadas as cargas limites prescritas pelo AISI/07, as chapas podem ter espessuras menores que o valor acima, desde que a proteção à corrosão seja adequada.

### **1.4.8 ANÁLISE PLÁSTICA DE ESTRUTURAS**

Os perfis de chapa dobrada apresentam a esbeltez de suas paredes muito elevada. Isto, geralmente, impede a abertura de rótulas plásticas sem que ocorra flambagem local das paredes da seção transversal. Desta forma, o AISI/07 não inclui em suas especificações a possibilidade de análise plástica de estruturas. Contudo, a partir da edição de 1980 o AISI acrescentou em suas prescrições critérios que consideram uma reserva inelástica de resistência no dimensionamento de barras fletidas.

### **1.4.9 MÉTODO LINEAR PARA A DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS**

O método consiste em considerar que a massa da seção está concentrada ao longo de sua linha média. Nos perfis de chapa dobrada como a espessura  $t$  da chapa é constante, os elementos de área podem ser substituídos por segmentos de linha retos e curvos. Após o cálculo das propriedades geométricas das linhas a espessura  $t$  é introduzida no cálculo. Assim, a área total  $A=L \times t$ , e o momento de inércia da seção  $I=I' \times t$ , onde  $L$  é o comprimento total de todos os elementos lineares e  $I'$  é o momento de inércia da linha média da seção. A Figura 1-5 apresenta as propriedades geométricas de elementos lineares típicos de perfis de chapa dobrada. O exemplo 1 ilustra a aplicação do método linear.

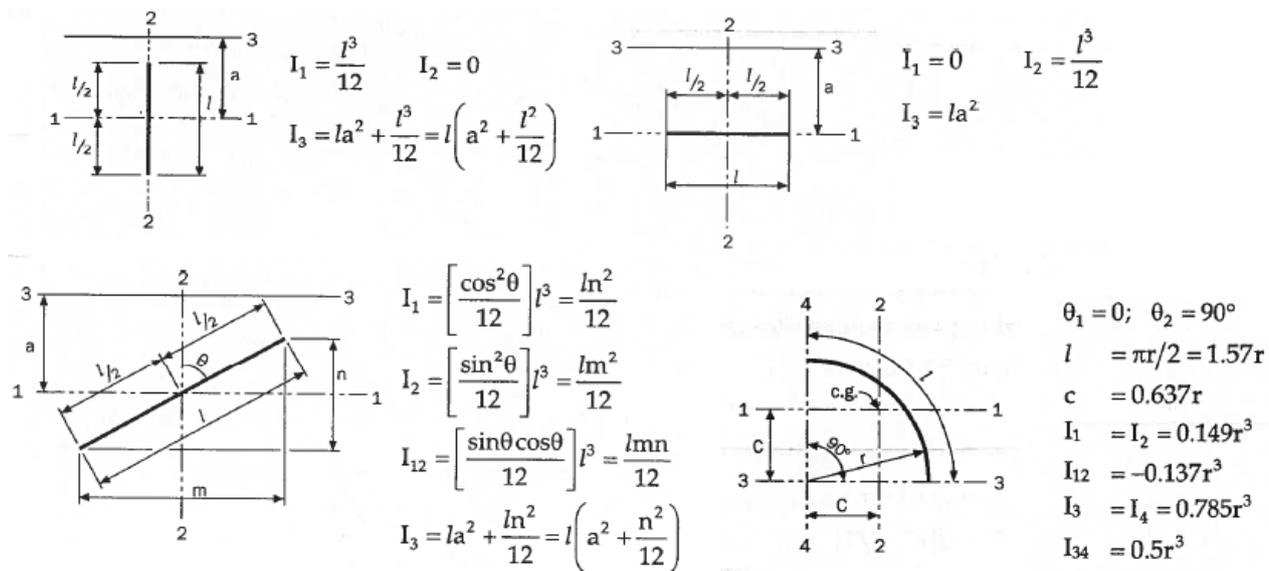


Figura 1-5 - Propriedades geométricas de linhas

### 1.5 EXEMPLO 1

Determine as propriedades geométricas do perfil U-simples mostrado na Figura 1-6 usando o método linear - adote o raio de dobramento interno igual a espessura da chapa ( $R = t$ ).

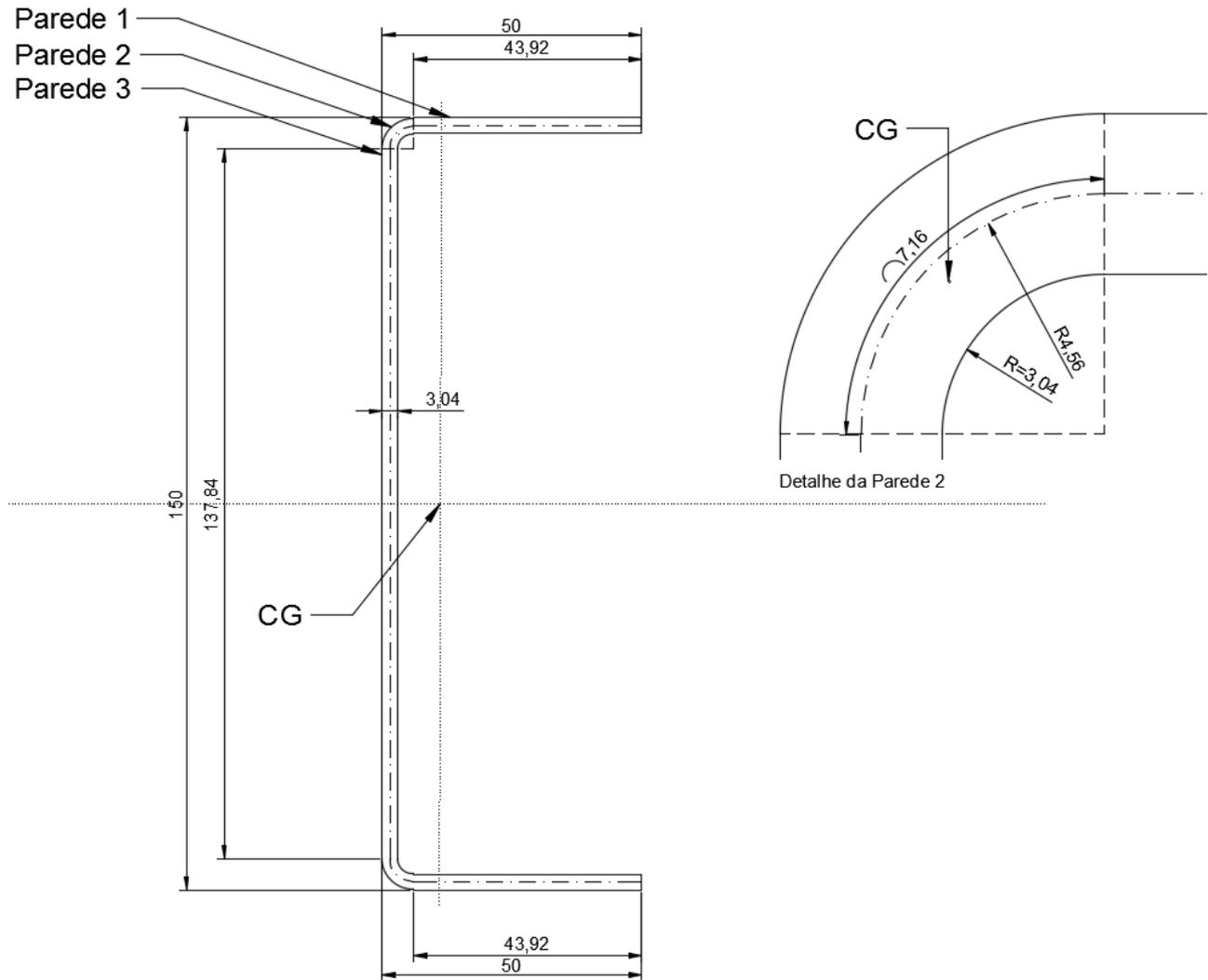


Figura 1-6 - Exemplo 1 com unidades de medidas em mm

Solução: A linha média da seção transversal é mostrada na Figura 1-6. Assim:

1. Largura da mesa (parede 1)

$$L_1 = 50 - 2(3,04) = 43,92 \text{ mm}$$

2. Distância do eixo-x ao centro médio da mesa

$$y = 75 - \frac{3,04}{2} = 73,48 \text{ mm}$$

3. Cálculo das propriedades da parede curva (Parede 2)

$$R' = 3,04 + \frac{3,04}{2} = 4,560 \text{ mm}$$

$$c = 0,637 \cdot 4,560 = 2,905 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{\pi}{2} \cdot 4,560 = 7,159 \text{ mm}$$

**4. Largura da alma (parede 3)**

$$L_3 = 150 - 4(3,04) = 137,84 \text{ mm}$$

**5. Distância do eixo-x ao CG da parede curva**

$$\frac{137,84}{2} + 2,905 = 71,83 \text{ mm}$$

**6. Momento de inércia da linha média da chapa de aço em relação eixo-x**

$$\text{Mesa: } 2(4,392)(7,348)^2 = 474,28 \text{ cm}^3$$

$$\text{Curvas: } 2 \cdot ((0,149) \cdot (0,456)^3 + (0,7159)(7,183)^2) = 73,90 \text{ cm}^3$$

$$\text{Alma: } \frac{13,784^3}{12} = 218,25 \text{ cm}^3$$

$$\therefore I_x' = 474,28 + 73,91 + 218,25 = 766,43 \text{ cm}^3$$

Nesse momento foi feito o cálculo do Momento de Inércia da linha média em relação a cada uma das paredes do Perfil e, em seguida, somado todos os valores.

Ressaltando o fato que a parede 1 não possui  $I_x$  em torno do eixo-x que passe pelo seu próprio CG, assim como ilustrado na Figura 1-5.

**7. Momento de inércia real em relação ao eixo-x**

$$I_x = I_x' t = 766,43 \cdot 0,304 = 233,00 \text{ cm}^4$$

**8. Módulo resistente elástico em relação ao eixo-x**

$$W_x^t = W_x^c = \frac{I_x}{H/2} = \frac{233,00}{7,50} = 31,07 \text{ cm}^3$$

**9. Área da seção transversal**

$$A = (2(4,392) + 2(0,7159) + 13,784) \cdot 0,304 = 7,30 \text{ cm}^2$$

**10. Massa por unidade de comprimento**

$$M = (7,30)(0,785) = 5,73 \text{ Kg/m}$$

**11. Raio de giração em relação ao eixo-x**

$$i_x = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{233,00}{7,30}} = 5,65 \text{ cm}$$

**12. Distância entre o CG e a face externa da alma**

Tabela 1-1 - Determinação de  $X_{cg}$  para o exemplo 1

<i>Parede</i>	<i>Comprimento <math>L_i</math> (cm)</i>	<i><math>X_i</math> (cm)</i>	<i><math>L_i \cdot X_i</math> (cm<sup>2</sup>)</i>
<b>1</b>	2 (4,392) = 8,784	2,804	24,630
<b>2</b>	2 (0,716) = 1,432	0,318	0,455
<b>3</b>	13,784	0,152	2,095
<b><math>\Sigma</math></b>	<b>24,000</b>		<b>27,180</b>

$$X_{cg} = \frac{\sum L_t X_t}{\sum L_t} = \frac{27,180}{24,000} = 1,13 \text{ cm}$$

**13. Momento de inércia da chapa de aço em relação eixo-y**

$$2 \cdot I_1' = \frac{2 \cdot 4,392^3}{12} = 14,12 \text{ cm}^3$$

$$2 \cdot I_2' = 2 \cdot 0,149 \cdot 0,456^3 = 0,03 \text{ cm}^3$$

$$\sum L_t X_t^2 = (8,784)(2,804 - 1,13)^2 + (1,432)(0,318 - 1,13)^2 + (13,784)(0,152 - 1,13)^2 = 38,74 \text{ cm}^3$$

$$I_y' = 14,12 + 0,03 + 38,74 = 52,89 \text{ cm}^3$$

$$I_y = I_y' t = (52,89)(0,304) \cong 16,08 \text{ cm}^4$$

Primeiramente é calculado apenas o momento de inércia de linha da parede 1 e 2 em relação ao eixo-y que passe pelo seu próprio CG e, em seguida, calculado o momento de inércia de linha de todas as paredes gerado devido à alteração do eixo-y para o CG do perfil. Soma-se ao final todos esses momentos. Após isto, é multiplicado pela espessura para se alcançar o momento de inércia real em relação ao eixo-y

**14. Módulo resistente elástico em relação ao eixo-y**

$$W_y = \frac{16,08}{3,87} = 4,15 \text{ cm}^3$$

**15. Raio de giração em relação ao eixo-y**

$$i_y = \sqrt{\frac{16,08}{7,30}} = 1,48 \text{ cm}$$

**16. Constante de torção de Saint-Venant**

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot \sum_{t=1}^n l_t \cdot t_t^3 = \frac{0,304^3}{3} \cdot (2 \cdot 4,392 + 2 \cdot 0,7159 + 13,784) = 0,22475 \text{ cm}^4$$

**17. Distância do centro de gravidade ao centro de cisalhamento**

$$X_o = \frac{b^2}{a + 2b} + \frac{3b^2}{6b + a} = \frac{4,848^2}{14,696 + 2 \cdot 4,848} + \frac{3 \cdot 4,848^2}{6 \cdot 4,848 + 14,696} = 2,57 \text{ cm}$$

No item anterior,  $a$  e  $b$  são o comprimento da linha média da alma e da mesa, respectivamente.

## 2 MATERIAIS

### 2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O comportamento dos elementos estruturais de aço depende fundamentalmente das propriedades mecânicas do aço. Desta forma, é muito importante para o projetista estrutural conhecer as principais propriedades dos aços para chapas, perfis, vergalhões, tubos e barras. Aspectos relativos ao desempenho do aço sob temperaturas elevadas, ou em ambientes agressivos, devem ser familiares ao projetista.

A norma brasileira NBR 8800/2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas, Mistas de Aço e Concreto de Edifícios - apresenta em seu anexo A um conjunto de diferentes tipos de elementos estruturais divididos segundo suas resistências ao escoamento e à ruptura, respeitando os limites pré-definidos pelo item 4.5 da norma. Outros aços, que não aqueles especificados pela norma, podem ser utilizados desde que possuam propriedades mecânicas e químicas equivalentes às dos aços recomendados pela norma, conforme estudado adiante neste texto.

A especificação do AISI/07 aplica-se ao projeto de elementos estruturais dobrados a frio, feitos de chapas, tiras, placas ou barras de aço carbono ou baixa liga, com espessuras não maiores que uma polegada e usados para suportar cargas em edifícios, tendo como requisito o uso de aços de qualidade especificadas segundo critérios da “American Society for Testing and Materials”. Essa relação não tem caráter excludente quanto a encomendas e produção de aços seguindo outras especificações, contanto que os requerimentos prescritos no item A.2.2 dos apêndices A (Estados Unidos e México) e B (Canadá) sejam atendidos.

Assim, como a análise desse trabalho é pautada no LFRD, o apêndice A define a obrigação por parte dos produtores e fornecedores em disponibilizar as informações das propriedades mecânicas e químicas segundo testes realizados de acordo com ASTM. Porém, tanto para perfis de aços citados como os referentes ao item A.2.2, como para os aços listados no item A.2.1, mas com espessuras igual ou superior a 1” tem-se o exposto no item A.2.3 referente à ductilidade, o qual define que não é permitida relação entre tensão de escoamento e tensão de ruptura inferior a 1,08, alongamento total menor que 10% para corpos de prova até 2” de comprimento ou 7% para corpos de prova padrão de 8” de comprimento testadas segundo ASTM A370.

Caso esses requerimentos não possam ser cumpridos, deve-se seguir o critério (1) mínima deformação de 1/2 in. (12,7 mm) em que a seção transversal da região de ruptura (estricção) não deve

ser inferior a 20% e (2) a deformação da região de fratura não deve ser menor que 3%. Esse último critério de análise é restrito para terças, elementos de fechamento e muro de contenção.

Neste capítulo será estudado, também, as principais propriedades mecânicas do aço importantes para o projetista estrutural. Por fim, as principais formas de produtos metalúrgicos serão apresentadas.

## 2.2 A FABRICAÇÃO DO AÇO

Na sua forma mais simples o aço pode ser definido, de maneira sucinta, como uma liga metálica composta principalmente de ferro, contendo menos de 2% de Carbono. Contudo, na sua vasta maioria, contendo uma percentagem entre 0,008% e 1%. Nos aços utilizados na fabricação de estruturas metálicas, o limite de carbono é da ordem de 0,3%. Isto lhe confere propriedades específicas sobretudo mecânicas (resistência, ductilidade), bastante exploráveis em Engenharia Civil.

A obtenção de aço, na forma de chapas, perfis e bobinas, a partir de minério de ferro e carvão, decorre de uma série de transformações metalúrgicas e de conformação mecânica. Em linhas gerais, a fabricação do aço compreende o aproveitamento do ferro, contido no minério de ferro, pela eliminação progressiva das impurezas deste último. Na forma líquida, já isento de impurezas do minério, o aço recebe adições de outros elementos que lhe conferem as características desejadas, sendo então solidificado e trabalhado para forma requerida.

Pode-se resumir o processo de fabricação do aço em quatro grandes etapas:

- Preparo das matérias primas - minério de ferro e carvão;
- Produção de gusa;
- Produção de aço;
- Laminação (conformação mecânica).

Em sua composição o aço apresenta certos elementos residuais (enxofre, silício, fósforo, etc.), resultantes dos processos de fabricação, e outros elementos de liga (cromo, níquel, manganês, etc.), propositadamente adicionados à liga de Fe-C para atingir propriedades especiais. Uma grande diversidade de aços-liga pode ser produzida pela adição de outros elementos ao aço básico. Entre os elementos de liga, os mais importantes são:

- Manganês: Usado praticamente em todo aço comercial. Melhora a resistência mecânica;
- Níquel: Aumenta a dureza, a resistência mecânica e a resistência à corrosão atmosférica;
- Cobre: melhora a resistência à corrosão atmosférica;

- Cromo: Melhora as qualidades de endurecimento e a resistência à corrosão atmosférica;
- Molibdênio: Melhora a temperabilidade e a dureza;
- Vanádio: Melhora as propriedades mecânicas, dureza e características de tratamento térmico;
- Zircônio: Melhora a dureza do aço,
- Boro: Melhora a temperabilidade.

### 2.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS ESTÁTICAS DO AÇO

As propriedades mecânicas constituem as características mais importantes dos aços para a sua aplicação no campo da Engenharia Civil, uma vez que o projeto e a execução das estruturas metálicas são baseados no seu conhecimento.

As propriedades mecânicas definem o comportamento dos aços quando sujeitos a esforços mecânicos e correspondem às propriedades que determinam a sua capacidade de resistir e transmitir os esforços que lhes são aplicados, sem romper, ou sem que se verifique deslocamentos excessivos. Contudo, é importante saber que as propriedades dos aços não dependem apenas da sua composição química. Além dela, características ditas microestruturais, resultantes de tratamentos térmicos, deformação mecânica e velocidade de solidificação, conferem aos materiais propriedades físicas, mecânicas e químicas adequadas à aplicação para a qual se destinam.

As principais propriedades mecânicas do aço, importantes sob o ponto de vista estrutural, são:

- Limite de Escoamento ( $F_y$ )
- Limite de Resistência ( $F_u$ )
- Limite de Proporcionalidade ( $F_p$ )
- Módulo de elasticidade ( $E = 2,03 \cdot 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$ )
- Ductilidade
- Soldabilidade
- Dureza
- Massa específica ( $\rho = 7850 \text{ Kgf/cm}^3$ )
- Coeficiente de Poisson ( $\nu = 0,3$ )
- Módulo de elasticidade transversal ( $G = 7,79 \cdot 10^5 \text{ Kgf/cm}^2$ )
- Coeficiente de dilatação térmica ( $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ )
- Características do diagrama Tensão-Deformação

O ensaio de tração do aço, e dos materiais metálicos em geral, é comumente utilizado para determinar os parâmetros fundamentais que caracterizam o comportamento mecânico. Esses parâmetros são utilizados para o controle de qualidade do material, para elaboração do projeto estrutural e para verificação das condições mais adequadas de fabricação da estrutura.

O estudo do ensaio de tração axial é feito a seguir.

### **2.3.1 ENSAIO DE TRAÇÃO AXIAL**

A facilidade de execução e a reprodução dos resultados tornam o ensaio de tração axial o mais importante de todos os ensaios de materiais metálicos.

O ensaio de tração consiste em submeter um material a uma sollicitação que tende a alongá-lo. Geralmente, o ensaio é realizado num corpo de prova de formas e dimensões padronizadas, para que os resultados obtidos possam ser comparados. Este corpo de prova é fixado numa máquina de ensaio que aplica esforços crescentes na sua direção axial, sendo as medidas de deformação registradas através de um equipamento especial (o mais comum é um extensômetro mecânico). As sollicitações são medidas na própria máquina de ensaio e o corpo de prova é levado até a ruptura.

Com este tipo de ensaio, pode-se afirmar que praticamente as deformações promovidas no material são uniformemente distribuídas em todo o seu corpo, pelo menos até ser atingida uma sollicitação máxima próxima do final do ensaio. Como é possível fazer com que a carga cresça numa velocidade razoavelmente lenta durante todo o teste, o ensaio de tração permite medir satisfatoriamente a resistência do material. A uniformidade da deformação permite ainda obter medições precisas da variação dessa deformação em função da tensão aplicada. Essa variação, extremamente útil para o Engenheiro, é determinada pela construção da curva tensão–deformação, a qual pode ser obtida diretamente pela máquina ou por pontos. Admitindo-se um modelo de deformação linear ( $\varepsilon = \Delta l/l$ ), as deformações são calculadas dividindo-se o alongamento pela distância inicial, entre dois pontos, marcada no corpo de prova antes do ensaio. Desta forma, para que as tensões e as deformações sejam conjugadas, as tensões devem ser calculadas como a relação entre a sollicitação aplicada no corpo de prova e a área da sua seção transversal original (antes do ensaio).

A uniformidade de deformações termina no momento em que é atingida a sollicitação limite suportada pelo material, quando então começa a aparecer o fenômeno da estrição ou diminuição da seção do corpo de prova, nos casos de metais com certa ductilidade, tais como os aços estruturais. A ruptura sempre se dá na região estrita do material, a menos que um defeito interno do material, fora da região, promova a ruptura do mesmo, o que raramente acontece.

Para os materiais metálicos em geral, e para o aço em particular, existem dois tipos de curvas tensão-deformação, conforme mostrado nas figuras abaixo. Uma é característica dos aços de escoamento rápido (Figura 2-1) e a outra dos aços de escoamento gradual (Figura 2-2). Os aços laminados à quente, normalmente, são de escoamento rápido. Para estes aços o limite de escoamento é bem definido, através de um patamar da curva tensão-deformação. De forma diferente, os aços laminados a frio e os tratados termicamente, são aços de escoamento gradual. Para estes, o limite de escoamento não é bem definido.

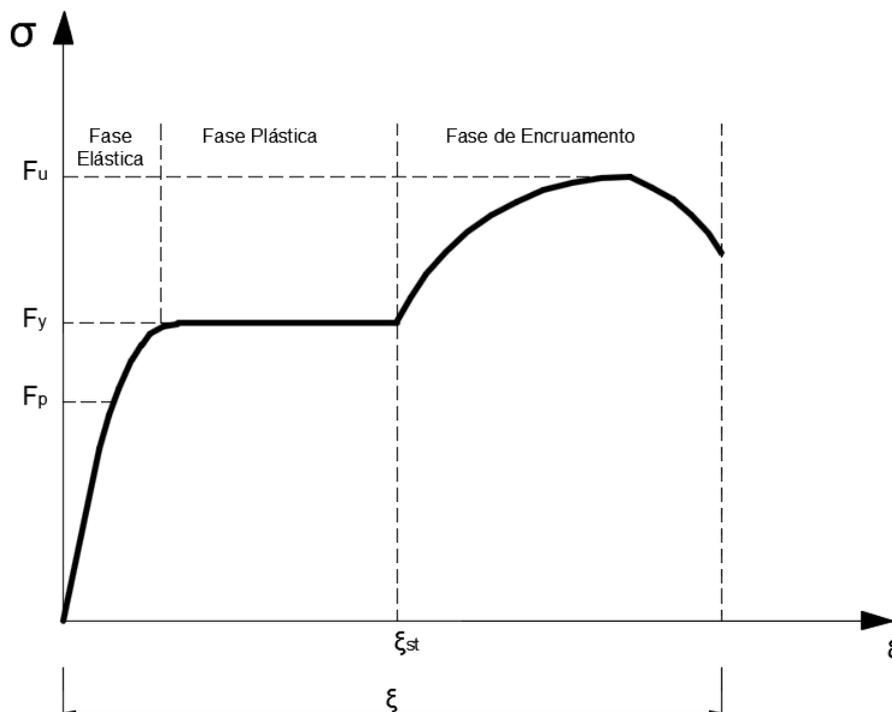


Figura 2-1 - Aço com escoamento rápido (chapas laminadas a quente)

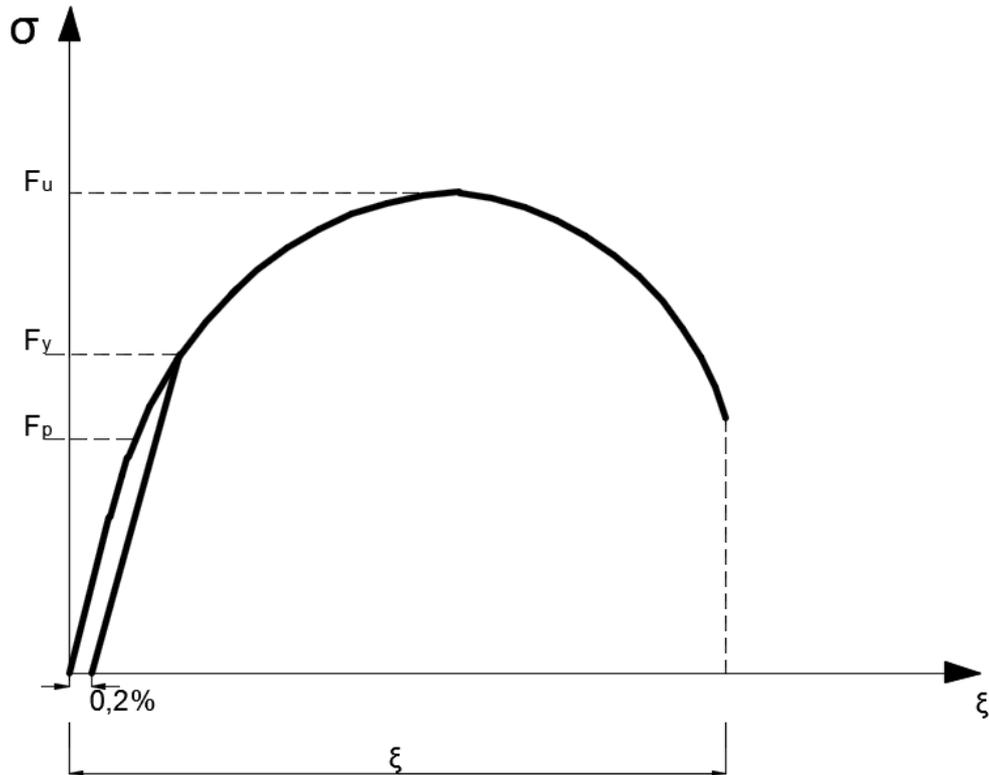


Figura 2-2 - Aço com escoamento gradual (chapas laminadas a frio ou tratadas termicamente)

Na curva tensão-deformação obtida do ensaio de tração podem ser definidos os seguintes parâmetros:

### 2.3.1.1 LIMITE DE PROPORCIONALIDADE

O limite de proporcionalidade ( $F_p$ ) é definido como o valor máximo de tensão para a qual o material possa ser considerado elástica linear. O limite de proporcionalidade para a maioria dos aços estruturais é da ordem de 0,7 do limite de escoamento ( $F_y$ ), embora algumas normas considerem para projeto, de forma conservadora, um valor reduzido de  $0,50F_y$  (veja-se o item 2.3.1.2). Para a determinação do limite de proporcionalidade segundo o AISI/07 é possível utilizar a curva tensão-deformação, de forma que a linha tangente que passa pela origem seja deslocada para direita a uma deformação de 0,01%, sendo a interseção entre as duas o limite de proporcionalidade.

### 2.3.1.2 LIMITE DE ESCOAMENTO

O limite de escoamento ( $F_y$ ) é definido, para os aços de escoamento rápido, como o valor em que a tensão permanece constante, ou praticamente constante, no diagrama tensão-deformação, contudo com variação considerável da deformação. Para os aços de escoamento gradual, o valor do limite de escoamento definido pelo método do deslocamento, representa a interseção da curva que passa na abscissa no ponto 0,2% e é paralela à tangente que passa na origem, com a curva tensão-

deformação. Sendo assim, para os aços de escoamento gradual, define-se um limite convencional de escoamento, que corresponde à tensão necessária para provocar uma deformação permanente de 0,2%. Dependendo da norma em questão, o método que define o limite de escoamento em curvas de escoamento gradual se baseia na limitação da deformação do aço a uma proporção de 0,5%. No final ambos os valores se apresentam iguais.

O limite de escoamento do aço é uma propriedade fundamental, tanto para o projeto estrutural, como para os processos de laminação, forjamento e de fabricação estrutural (corte a frio, dobramento e furação, etc.). O limite de escoamento indica, explicitamente, qual é a tensão limite acima da qual se inicia a deformação plástica numa solicitação do estado simples de tração. No caso dos estados complexos de tensão, constitui a constante dos critérios de resistência. Para aplicações estruturais, desde que as cargas sejam estáticas, as tensões de cálculo são geralmente baseadas no limite de escoamento. É uma propriedade altamente sensível à variação de composição química e tratamento térmico do aço.

### 2.3.1.3 LIMITE DE RESISTÊNCIA A TRAÇÃO

O limite de resistência a tração do aço ( $F_u$ ) é um parâmetro determinado no ensaio de tração e corresponde à relação entre a solicitação máxima suportada pelo corpo de prova, e a área seção transversal inicial. Deve-se notar que o limite de resistência é calculado em relação à área inicial da seção reta do corpo de prova. Esta é uma observação importante, particularmente para os materiais dúcteis, pois os mesmos sofrem uma redução de área quando solicitados pela ação máxima. Embora a tensão verdadeira que solicita o material possa ser calculada considerando-se a área real (com estrição da seção), a tensão convencional tal como definida acima, é mais importante para o engenheiro, pois os projetos devem ser feitos com base nas dimensões iniciais. Em outras palavras, somente os diagramas convencionais têm interesse prático, uma vez que as tensões atuantes nas barras de uma estrutura são calculadas também sem levar em conta as estricções anteriores à ruptura.

### 2.3.1.4 FASE ELÁSTICA NO DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

O intervalo para tensões variando de zero à  $F_p$  (limite de proporcionalidade) é definido como fase elástica, onde o comportamento é elástico-linear, com às tensões variando proporcionalmente às deformações. Para um modelo de deformação linear, a relação constitutiva do material (chamado de Material Hookeano) é dada por:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.1)$$

Onde:

$\sigma$  = tensão conjugada com a deformação

$E$  = coeficiente angular da reta, definido como módulo de elasticidade

$\varepsilon$  = medida de deformação.

A deformação elástica é reversível, ou seja, desaparece quando a tensão a solicitação é retirada.

### 2.3.1.5 FASE PLÁSTICA NO DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

A fase plástica do diagrama tensão-deformação corresponde ao trecho de tensão constante, ou praticamente constante, mas onde ocorre aumento de deformação. O valor desta tensão que caracteriza o chamado patamar de escoamento, conforme já definido anteriormente recebe o nome de limite de escoamento.

A deformação plástica é irreversível, ou seja, ela é a deformação permanente provocada quando as tensões ultrapassam o limite de escoamento do material.

### 2.3.1.6 FASE DE ENCRUAMENTO NO DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

A fase de encruamento é definida como o trecho no diagrama tensão-deformação, que se inicia a partir do fim do escoamento e vai até a ruptura. Nesta fase, novamente, as tensões variam com as deformações, mas não mais linearmente. A taxa de variação de tensão em relação à deformação, na fase de encruamento, é o chamado módulo de encruamento, que é dado pela tangente à curva no ponto considerado. Tanto o módulo inicial de encruamento  $E_{st}$ , como o valor da deformação correspondente ao início do encruamento  $\varepsilon_{st}$ , são importantes para o dimensionamento plástico das estruturas de aço. Os valores de  $E_{st}$  e  $\varepsilon_{st}$  são os seguintes para o aço ASTM-A-36, cujas propriedades estão detalhadas na Tabela 2-1:

$$E_{st} = 64.000 \text{ kgf/cm}^2 = 6,4 \text{ GPa};$$

$$\varepsilon_{st} = 14\%$$

### 2.3.1.7 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Para a fase elástica, onde o comportamento do aço é admitido elástico-linear, o coeficiente angular da reta é definido como sendo o Módulo de Elasticidade do Material, ou Módulo de Young. Segundo (ABNT, 2008) o valor do módulo de elasticidade para os aços estruturais deve ser adotado igual a 200 GPa, seguindo as definições do AISC. Tal valor é aceitável, já que boa parte das normas apresentam valores entre 200 e 207 GPa (o AISI/07 adota 203 GPa).

Em muitos casos, o módulo de elasticidade e tangente apresentam o mesmo valor (antes de atingir o patamar de escoamento, é possível considerar que os módulos tangentes de curvas de escoamento rápido e gradual são iguais aos seus respectivos módulos de elasticidade). Porém, para as curvas gradativas, o módulo tangente passa a diminuir gradativamente, fato este não percebido ao

longo das curvas de escoamento rápido. Como consequência, tem-se para o primeiro (curva gradativa) uma menor resistência à flambagem quando comprado às chapas do segundo (curva de escoamento rápido).

O módulo de elasticidade praticamente não se altera com as modificações de composição química do aço (como o teor de carbono) e com o tratamento térmico. Desta forma, para efeito de projeto o módulo de elasticidade deve ser considerado constante para qualquer tipo de aço.

### 2.3.1.8 DUCTILIDADE

A ductilidade é capacidade que o material possui de se deformar plasticamente até que seja atingida a ruptura. No ensaio de tração é determinada através da deformação plástica ocorrida no corpo-de prova, tanto no que se refere a seu comprimento (alongamento) como a sua seção transversal (estricção). Devido à facilidade de determinação, o alongamento é frequentemente tomado como parâmetro de medida da ductilidade, sendo igual a:

$$\varepsilon_l = \frac{L_f - L_i}{L_i} \cdot 100 \quad (2.2)$$

Onde:

$\varepsilon_l$  = alongamento

$L_f$  = comprimento final do corpo de prova

$L_i$  = comprimento inicial do corpo de prova

A ductilidade dá uma indicação do comportamento do material quanto ao tipo de fratura que pode estar sujeito: fratura dúctil, ou fratura frágil; a primeira ocorre com notável deformação plástica do material e a segunda, com pequena, ou nenhuma deformação plástica. Esta propriedade tem uma grande importância nas estruturas metálicas. Ela permite uma redistribuição de tensões localizadas, frequentemente encontradas nas proximidades de furos, ou de outras mudanças abruptas de geometria. A fratura dúctil em peças de aço representa um mecanismo de segurança, já que indica a existência de esforços atuantes superiores a que a peça dimensionada é capaz de suportar. Mesmo assim, as normas brasileiras relacionadas ao uso do aço como elemento estrutural, não apresentam valores limitantes da ductilidade. Diferente disso, o AISI/07 limita os valores de ductilidade, segundo critérios de tensão de escoamento, tensão de ruptura, comprimento do perfil (citados anteriormente) e finalidade estrutural da peça, tendo neste último limitante o item A.2.3.2 como premissa, o qual possibilita que perfis destinados a lajes e telhados tenham relação  $F_y$  e  $F_u$  inferiores ao mínimo estabelecido (1,08), bem como deformações inferiores a 10%.

### 2.3.2 SOLDABILIDADE

A soldabilidade se refere a capacidade do aço de ser soldado satisfatoriamente, sem dificuldades, sob condições normais de fabricação. Para aços considerados de boa soldabilidade, os processos de soldagem não precisam ser precedidos de pré-aquecimento nem sucedidos de resfriamento controlado. A soldabilidade é determinada basicamente pela composição química do aço. Varia com o tipo de aço e, também, com o processo de soldagem.

Os aços estruturais, normalmente, utilizados no Brasil (veja-se Tabela 2-1) são soldáveis com todos os processos de soldagem.

### 2.3.3 DUREZA

A propriedade mecânica denominada dureza é largamente utilizada na especificação de materiais, nos estudos e pesquisas mecânicas e metalúrgicas e na comparação de diversos materiais.

A dureza é definida pela resistência da superfície do material à penetração, risco ou abrasão. Existem várias escalas para a medida da dureza dos metais, sendo que as mais comuns são Brinell, Vickers, Rockwell e Meyer. A escala Brinell de dureza é um índice de medida da dureza calculado a partir da área de penetração de uma esfera metálica no material. As escalas Vickers e Rockwell são determinadas de maneira semelhante. O valor da dureza na escala Rockwell é adimensional, enquanto que nas demais (Brinell e Vickers) a dureza é medida em  $\text{kgf/cm}^2$ .

Esta propriedade é de particular interesse para se avaliar a resistência ao desgaste do material, para medir o grau de endurecimento superficial por tratamento térmico. É também usada para estimar aproximadamente o limite de resistência a tração ( $F_u$ ) de um corpo de prova. Isto é particularmente útil em durante o reforço de estruturas, quando não se conhece as propriedades mecânicas o aço utilizado. Para o caso de aços, existe relações empíricas, aproximada, entre a dureza Brinell e o limite de resistência a tração. As relações são as seguintes:

- Aços carbono

$$F_u \approx 34 HB \quad (2.3)$$

- Aços de baixa liga

$$F_u \approx 33 HB \quad (2.4)$$

Onde:

$F_u$  = limite de resistência a tração do aço ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$HB$  = dureza Brinell ( $\text{kgf/cm}^2$ ).

### 2.3.4 COEFICIENTE DE POISSON

A relação entre a deformação transversal e a axial é conhecida como coeficiente de Poisson. Para os aços estruturais, o coeficiente de Poisson é aproximadamente igual a 0,3 no regime elástico e igual a 0,5 no regime plástico. Para os aços estruturais, os valores da tensão de escoamento, do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson em compressão (sem flambagem) e tração, são aproximadamente iguais.

### 2.3.5 MÓDULO DE ELASTICIDADE TRANSVERSAL

As curvas tensão-deformação para os corpos de prova sujeitos a tensões de cisalhamento são, em geral, semelhantes às curvas obtidas para tensões de tração.

A inclinação do trecho inicial da reta de um diagrama tensão-deformação para cisalhamento é o módulo de elasticidade transversal. De acordo com a teoria da Elasticidade, o módulo de elasticidade transversal está relacionado ao coeficiente de Poisson  $\nu$  e ao módulo de elasticidade longitudinal  $E$  pela seguinte equação:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2.5)$$

Assim, o valor de  $G$  para os aços estruturais, segundo (ABNT, 2008) é 77 GPa, sendo adotada para o AISI/07 77,9 GPa.

Para chapas de aço, segundo o critério de ruína de Von Mises, a tensão teórica de escoamento ao cisalhamento é dada por:

$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \approx 0,577 \cdot F_y \quad (2.6)$$

Onde:

$\tau_y$  : tensão de escoamento ao cisalhamento

$F_y$  : limite de escoamento do aço.

As normas de projeto, frequentemente, adotam o valor desta tensão igual a  $0,6 \cdot F_y$ . Resultados de ensaios de laboratório indicam que a resistência última ao cisalhamento para chapas de aço varia de 0,67 a 0,75 do limite de resistência a tração do aço ( $F_y$ ).

### 2.3.6 EFEITO DA TEMPERATURA

O efeito da temperatura sobre o aço é muito importante. Em geral, as informações disponíveis para as propriedades mecânicas dos aços referem-se à temperatura ambiente. Contudo, o aço sofre sensíveis modificações de suas propriedades mecânicas com a elevação ou redução da temperatura.

As temperaturas baixas podem conduzir à ruptura frágil, enquanto que as temperaturas elevadas diminuem a resistência mecânica, reduzindo o limite de escoamento, resistência e o módulo de elasticidade, podendo, inclusive, eliminar o encruamento. Além disso, o aumento de temperatura também pode vir a gerar gradientes de temperatura e conseqüentemente deformações, as quais proporcionam tensões secundárias na peça, diminuindo ainda mais a resistência destas. Em torno de 500 °C, os limites de escoamento e de resistência dos aços estruturais caem para aproximadamente 50% dos valores correspondentes à temperatura ambiente, enquanto que o módulo de elasticidade se reduz para cerca de 60%. Para temperaturas da ordem de 900 °C, os aços perdem praticamente toda a sua resistência.

## **2.4 CLASSIFICAÇÃO E FINALIDADE DOS AÇOS SEGUNDO SUAS PROPRIEDADES MECÂNICAS**

O termo aço estrutural usado no texto inclui todos os aços que, devido a sua resistência, ductilidade, e outras propriedades, são adequados para o uso em elementos estruturais que suportam ações.

Um grande número de aços estruturais, com limite de escoamento que variam de 1950 a 7000 kgf/cm<sup>2</sup>, encontra-se disponível sob a forma de chapas, perfis laminados, tubos e barras. As chapas e os perfis destinados à pontes, edifícios, equipamentos de transporte e aplicações semelhantes, são geralmente fornecidos sob a denominação de qualidade estrutural.

A escolha do aço mais adequado para uma determinada utilização estrutural, a um custo de aquisição e fabricação mínimo, é um procedimento que deve levar em conta diversos fatores:

- Disponibilidade do aço no mercado
- Padronização das composições do aço e dimensões dos semiprodutos
- Facilidade de fabricação dos componentes.
- Finalidade estrutural.

A disponibilidade dos aços no mercado é um fator econômico importante de escolha, pois não só permite o suprimento nas quantidades e no tempo necessário ao processo produtivo, como, também, contribui para a redução dos custos de aquisição de matéria-prima.

A facilidade de fabricação dos componentes está relacionada com soldabilidade, usinabilidade e conformabilidade.

Resumidamente, os aços podem ser agrupados sob três classificações gerais, para as quais as faixas de limite mínimo de escoamento especificadas são, aproximadamente, as seguintes:

- Aços-carbono, 195 a 260 MPa;
- Aços de alta resistência e baixa liga, 290 a 375 MPa;
- Aços-liga para construção, tratados termicamente, 630 a 700 MPa.

Os preços dos vários aços variam consideravelmente, mas, em geral, a relação entre o limite de escoamento e o preço médio FOB do kg de aço, é mais favorável para os de maior resistência.

Para facilitar a escolha do aço mais adequado para cada utilização, serão feitas descrições dos aços estruturais e suas propriedades. O resumo das propriedades mecânicas dos aços estruturais mais frequentemente utilizados, no Brasil, encontram-se na Tabela 2-1. As composições químicas destes aços podem ser obtidas através dos catálogos das usinas siderúrgicas.

#### **2.4.1 AÇOS-CARBONO ESTRUTURAIIS**

Define-se como aço-carbono aqueles para os quais são especificados apenas os teores máximos de:

- Silício : 0,30%
- Manganês : 1,10%

Além dos elementos acima, poderão ser encontrados outros elementos de liga, cujos teores mínimos não são especificados, denominados elementos residuais.

Os aços-carbono são geralmente usados quando forem baixas as solicitações de cálculo e quando a instabilidade for o principal critério de dimensionamento da estrutura. Entre os aços-carbono mais usados em estruturas, no Brasil, estão o ASTM-A-36 e o ASTM-A-570-C.

#### **2.4.2 AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA MECÂNICA E BAIXA LIGA**

Os aços estruturais com limites de escoamento iguais ou superiores a 290 MPa que adquirem resistência pela adição de pequenas quantidades de elementos de liga, ao invés de tratamento térmico, são designados de alta resistência e baixa liga. Devem ser utilizados quando forem altas as solicitações e a instabilidade não for o critério principal do dimensionamento.

Existem, também, no mercado nacional aços de alta resistência mecânica e baixa liga resistentes à corrosão atmosférica, disponíveis na forma de chapas, perfis estruturais, barras, tubos estruturais, chapas finas e bobinas. Estes aços apresentam uma combinação de alta resistência, soldabilidade e resistência à corrosão atmosférica. Como consequência desta última, possuem vida

mais longa que os aços-carbono. Além disso, em muitas aplicações, inclusive arquitetônicas, que envolvem elementos expostos ao intemperismo (pontes, torres, sistemas estruturais de transporte em mineração, etc.), podem ser usados sem proteção de pintura, devido a formação de uma camada de oxidação superficial, firmemente aderida à superfície, que reduz consideravelmente sua posterior corrosão. Entre os aços de baixa liga mais usados em estruturas, no Brasil, estão o USI-SAC-41, o USI-SAC-50, o COS-AR-COR-500 e o ASTM-A-242.

### **2.4.3 AÇOS-LIGA TRATADOS TERMICAMENTE**

Aços liga tratados termicamente contêm elementos de liga e, como o próprio nome indica, são tratados termicamente. A sua aplicação no setor de construção está restrita, principalmente, à fabricação de tanques, reservatórios, vasos de pressão e condutos forçados, onde os elevados esforços solicitantes justificam economicamente sua utilização. Portanto, serão analisados com detalhes nos itens seguintes, apenas os aços-carbono e os aços de baixa liga e alta resistência, ambos de uso mais geral na construção.

É importante ressaltar que elementos estruturais fabricados com aço temperado não devem ser soldados nem aquecidos. Estes aços, normalmente, possuem limites de escoamento variando de 630 a 700 MPa.

Tabela 2-1 - Principais tipos de aços estruturais do mercado

<i>Classificação</i>	<i>Denominação</i>	<i>Produtos</i>	<i>Espessura (mm)</i>	<i>F<sub>y</sub> (Kgf/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>F<sub>u</sub> (Kgf/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Ductilidade (%)</i>	<i>Aplicação</i>
Aços- Carbono	ASTM-A-36	Chapas	t ≤ 200	2500	4000	20	Pontes, Edifícios, Torres e Uso estrutural em geral.
	ASTM-A-570-C	Chapas	0,65 ≤ t ≤ 5,84	2320	3656	18-23	Perfis formados a frio usados em estruturas leves de edifícios.
Aços de Baixa Liga Resistentes à Corrosão	USI-SAC-300	Chapas	2,00 ≤ t ≤ 50,8	2450	4020	19	Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas.
	USI-SAC-350	Chapas	2,00 ≤ t ≤ 16,0 16,0 < t ≤ 40,0	3730 3530	4900	16 19	Pontes, Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas.
Aços de Baixa Liga	COS-AR-COR-400	Chapas	2,65 ≤ t ≤ 5,00	2400	3600	19	Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas.
			6,35 ≤ t ≤ 50,8	2500	3800		
Alta Resistência Mecânica	COS-AR-COR-500	Chapas	2,65 ≤ t ≤ 5,00	3750	4900	16	Pontes, Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas.
			6,35 ≤ t ≤ 50,8	3750			
Resistentes à Corrosão	ASTM-A-242	Chapas	t ≤ 19,0	3450	4800	16	Pontes, Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas.
			19,0 < t ≤ 38,0	3150			
	NIOCOR – 1	Chapas	3,00 ≤ t ≤ 76,2	3450	4850	16	Pontes, Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas

## 3 SEGURANÇA E DESEMPENHO

### 3.1 INTRODUÇÃO

Uma estrutura estará segura se não forem ultrapassados os chamados estados limites. Ou seja, em qualquer ponto da estrutura, suas respostas (esforços solicitantes, tensões, deformações, alterações) não poderão ultrapassar estes valores limites. Os valores limites especificados, estão associados aos materiais (no que diz respeito à resistência), à forma da estrutura (no que diz respeito à estabilidade), à utilização (no que diz respeito à vibração, deslocamentos). Ocorre que as grandezas como ações, seus efeitos e a própria resistência, são grandezas probabilísticas, logo, a garantia da não ocorrência de um estado limite só pode ser feita também probabilisticamente. As experiências realizadas nos últimos anos (especialmente nas universidades de Cornell e Missouri-Rolla, para perfis de chapa dobrada a frio), acabam por estabelecer através de normas de dimensionamento, um nível de probabilidade de violação dos estados limites suficientemente baixo, aplicando os chamados coeficientes de segurança.

O AISI/07 traz consigo os conceitos relacionados tanto ao LRFD quanto ao ASD, considerando ambas as formas de determinação das ações corretas, podendo, ou não, apresentarem mesmos resultados, porém não possibilitando uma mescla entre as formas de dimensionamento. As cargas mínimas a serem consideradas por essa norma são regidas pela ASCE Standard on Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. No Brasil, a norma que rege o processo de dimensionamento de estruturas, sejam elas de qualquer tipo de material, é a NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento, e tem como base o método do LRFD, ou seja, consideram a majoração das ações ou esforços solicitantes, sendo aqui conhecido como método dos estados limites.

### 3.2 ESTADOS LIMITES

Estados limites são estados a partir dos quais a estrutura deixa de satisfazer a finalidade para a qual foi projetada.

- Ações ( $A$ ) – Representam as causas externas capazes de gerar esforços ou deformações na estrutura. Muitas vezes, por praticidade, as forças e deformações impostas são consideradas como a própria ação, sendo a primeira considerada direta e a segunda indireta.
- Resistência ( $R$ ) - É a capacidade máxima de um elemento estrutural resistir aos esforços gerados por uma ação, sendo dessa forma uma propriedade do material solicitado e de sua dimensão e forma geométrica.

Logo, o estado limite é tal que, a partir do qual, um elemento estrutural, peça ou conexão, está comprometida. Tal comprometimento pode significar inadequação da estrutura à finalidade à qual estava prevista (como por exemplo, deslocamentos excessivos em locais de leitura de aparelhos de precisão, centros cirúrgicos) ou mesmo o colapso da estrutura, quando a mesma entra em ruína. Podemos distinguir, portanto, o Estado Limite Último e o Estado Limite de Utilização.

### **3.2.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS**

São aqueles relacionados com o colapso ou com outra forma de ruptura estrutural que possa colocar em risco a vida das pessoas. Eles ocorrem quando parte da estrutura, ou a estrutura como um todo, atinge a ruína. As formas típicas de ruína (estados limites últimos mais comuns) estão listadas abaixo:

- i. Instabilidade global ou parcial da estrutura
- ii. Deslizamento ou tombamento
- iii. Ruptura por tração, corte ou outro tipo de tensão
- iv. Instabilidade global de barras comprimidas, fletidas
- v. Instabilidade local de componentes das barras.

É importante lembrar que eventuais simplificações que forem feitas no projeto não podem ignorar o comportamento real da estrutura.

### **3.2.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO**

Também conhecidos por estados limites de serviço, estão relacionados com o desempenho da estrutura, quanto à utilização econômica, integridade dos materiais a ela ligados, bem-estar físico e psíquico das pessoas que a ocupam. Entre os estados limites de utilização mais utilizados, distinguem-se:

- i. Deformações permanentes
- ii. Deslocamentos elásticos excessivos
- iii. Vibrações
- iv. Corrosão.

Vale lembrar, quanto aos estados limites de utilização, que a sobrecarga de utilização pode mudar (por exemplo, edifícios residenciais sendo usados como escritórios).

### 3.3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Antes de introduzirmos os processos normativos de cálculo, é importante a definição dos tipos de ações a que as estruturas estão submetidas.

Ações Nominais (Características): é o valor fixado nas normas de carga. Na verdade, são esforços puros, retirados dos diagramas de esforços simples. Podem ser de três tipos:

- i. Ações permanentes (*D*): são ações praticamente invariáveis no decorrer da vida útil da estrutura; as ações permanentes são devidas ao peso próprio, peso dos revestimentos, instalações, acabamentos e equipamentos fixos em geral.
- ii. Ações variáveis (*L*): são ações decorrentes do uso, e que podem variar durante a vida útil da estrutura; sua variação pode ser tanto em módulo, como direção e sentido, sinal ou mesmo posição. Estas ações traduzem-se por sobrecargas decorrentes do uso (logo, são temporárias), seja por ações decorrentes de atividades humanas (equipamentos, móveis, divisórias empuxo de terra e empuxo hidrostático), seja por ações relacionadas à natureza (vento, variação de temperatura, e outras).
- iii. Ações Excepcionais: são de ocorrência rara, porém desastrosas. Quando ocorrem, são de grande intensidade, como explosões, choques de veículos, abalos sísmicos, etc.

#### 3.3.1 MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS (ASD)

Desde a primeira norma desenvolvida pelo AISI, esse método de cálculo das ações solicitantes esteve presente. Ele se baseia no cálculo da resistência necessária por meio da determinação das ações solicitantes com seus valores nominais, os quais devem ser menores que a tensão admissível, a qual representa a resistência do material minorada por um fator de segurança. Neste método as ações nominais (ou seja, puras, sem coeficientes de segurança), são comparadas com as resistências, estas sim, reduzidas por coeficientes de segurança. O ASD é proposto nas especificações da norma AISI/07. Logo, a equação de verificação é a seguinte:

$$S_n \leq \varphi \cdot R_n \quad (3.1)$$

Onde:

$$S_n \leq c \sum A_i$$

$$R_d = \varphi R_n$$

$$A_i = \text{Ação nominal}$$

$$R_d = \text{Valor de cálculo dos esforços resistentes;}$$

$$S_n = \text{Valor nominal dos esforços atuantes;}$$

$c$  = operador que simboliza a transformação de ação em efeito

$\phi$  = coeficiente de segurança de minoração das resistências.

O coeficiente de segurança  $\phi$  é sempre inferior a uma unidade, já que minora as resistências, e traduz as incertezas relativas às ações e à resistência.

Para as combinações de serviço, vale ressaltar que as ações solicitantes podem vir a ser multiplicadas por fatores menores que 1,0 segundo os requisitos do AISI/07. Isso se deve ao fato dessa norma permitir uma análise de probabilidade das ações em questão atuarem ao mesmo tempo e serem responsáveis pela ruína do elemento

### 3.3.2 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES (LRFD)

Este método se baseia na comparação entre a resistência do elemento em análise com os esforços solicitados, levando em conta a minoração do valor do primeiro e a majoração do valor do segundo. A vantagem deste método em relação ao anterior é que ele permite combinar as diferentes ações solicitantes considerando suas incertezas de forma separada e compará-las com a resistência da peça, considerando essa também incerta. Apesar de proposto desde o AISI/91 (LRFD- Load and Resistance Factor Design), apenas em 1996, os métodos foram incluídos em uma única norma. A equação de verificação segundo o método do LRFD é a seguinte:

$$S_d \leq R_d \quad (3.2)$$

Onde:

$S_d = c \sum \lambda_i A_i$  = valor de cálculo dos esforços atuantes;

$R_d = \phi R_n$

$\lambda_i$  = coeficiente de segurança de majoração da ação nominal  $A_i$

Os outros termos já estão definidos.

#### 3.3.2.1 ÍNDICE DE SEGURANÇA

Se chamarmos a parcela resistiva de  $R$  e a parcela solicitante de  $Q$ , pode-se dizer que um estado limite é violado a partir do momento em que  $R < Q$ . A probabilidade deste evento ocorrer nunca é nula, deste modo, os critérios de cálculo são montados apenas numa probabilidade de ocorrência do citado evento aceitável, desde que pequena. As distribuições de probabilidade de  $R$  e de  $Q$  geralmente não são muito conhecidas, todavia, se conhecem os valores médios  $R_m$  e  $Q_m$  e os desvios padrões  $\sigma_q$  e  $\sigma_r$  são avaliáveis. Logo, se a distribuição de probabilidade fosse exatamente conhecida, a análise da

situação em que  $R < Q$  seria exata, possibilitando a definição da probabilidade da resistência  $R$  ser superada pela sollicitação  $Q$ , como nos sugere o gráfico mostrado na Figura 3-1 .

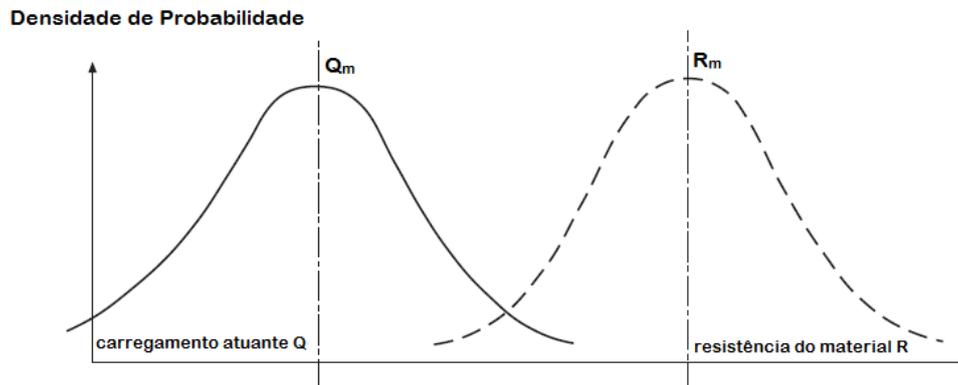


Figura 3-1 - Distribuição hipotética de probabilidade para resistências e sollicitações

Analisando a figura acima, podemos concluir que um método de cálculo seguro é tal que afaste as duas distribuições acima uma da outra, de tal maneira que a área em comum seja cada vez menor. Os coeficientes de segurança, na verdade, são destinados a afastar estas duas curvas, para que a área em comum (probabilidade de violação do estado limite) tenha um valor aceitável.

No método do ASD, o coeficiente de segurança só existe no lado resistivo, logo, a única curva transladada é a curva da direita (resistências). O método do LRFD é mais racional, uma vez que não só lança a curva de probabilidades das resistências para a direita, como também age na distribuição das sollicitações nominais, transladando-a para a esquerda.

Não se conhece ao certo a distribuição de probabilidade de uma maneira exata, porém, é possível avaliar a segurança dos métodos de cálculo através do chamado índice de realidade  $\beta$  (Ellingwood et al. 1980, 1982; Galambos et al., 1978; Ravindra e Galambos, 1978); este índice de realidade é determinado em função de parâmetros, estes sim conhecidos, tais como a média e o desvio padrão de  $R$  e de  $Q$ . A equação (3.3) nos apresenta o índice  $\beta$ :

$$\beta = \frac{\ln \frac{R_m}{Q_m}}{\sqrt{\frac{\sigma_r^2}{R_m^2} + \frac{\sigma_q^2}{Q_m^2}}} \quad (3.3)$$

Quando ocorre que o evento  $R < Q$ , o numerador da equação acima é negativo; sendo assim, analisando o gráfico da Figura 3-2, podemos observar que o índice de realidade  $\beta$  é um dos termos que define a distância entre o eixo das ordenadas ( $\ln(R/Q)=0$ ) e o eixo que passa pela média dos valores

de  $\ln(R/Q)$ . Logo, o estado limite será violado quando a distribuição de Gauss descrita na Figura 3-2, estiver num domínio negativo, ou seja, do lado esquerdo do eixo das ordenadas.

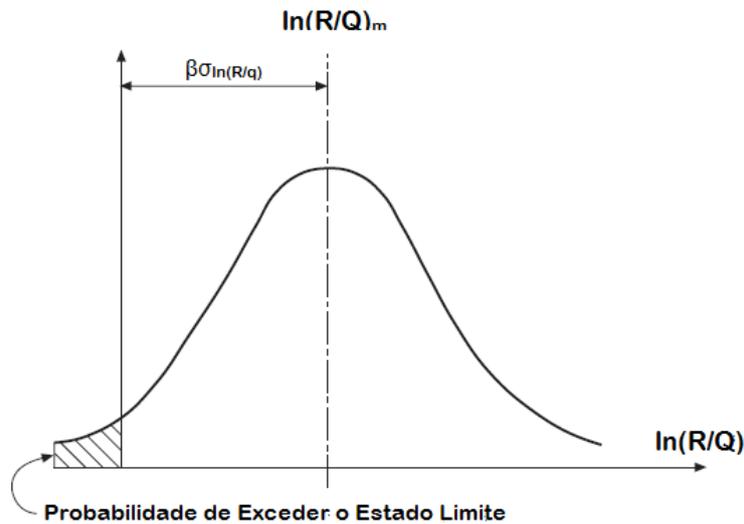


Figura 3-2 - Distribuição de probabilidade conhecida do método LRF D

A área hachurada significa a região onde  $R < Q$ , sendo assim, quanto maior é o valor positivo do índice de realidade, mais seguro é o critério de cálculo utilizado. Os coeficientes de segurança, na verdade, transladam a curva acima mais para a direita, aumentando assim o valor de  $\beta$ , e conseqüentemente a segurança do processo.

Os ensaios realizados nos fornecem a média dos valores das resistências e das solicitações; através da média e do número de eventos, pode-se traçar a distribuição normal acima, e então avaliar a segurança do critério de cálculo. Traçada a distribuição normal acima, os coeficientes de segurança são escolhidos de tal maneira a tornar esta distribuição em sua maioria no quadrante positivo do eixo cartesiano, porém com economia.

Os coeficientes de segurança do lado resistivo,  $\phi$ , para o LRF D, estão relacionados com o índice de realidade  $\beta$ , com a razão média da propriedade do material e a mínima especificada, com a razão média entre a solicitação real e a estabelecida por meio da análise dos resultados dos ensaios e com a razão média entre as propriedades geométricas reais da seção e seus valores nominais para membros estruturais, o índice de realidade fica por volta de 2,5, resultando na seguinte equação:

$$\phi = 1,521(P_m M_m F_m) e^{(-\beta_0 \sqrt{\frac{\sigma_r^2}{R_m} + \frac{\sigma_q^2}{Q_m}})} \quad (3.4)$$

$P_m$  = razão média entre a solicitação real e a estabelecida por meio da análise dos resultados dos ensaios;

$M_m$  = razão média da propriedade do material e a mínima especificada;

$F_m$  = razão média entre as propriedades geométricas reais da seção e seus valores nominais;

$\beta_0$  = índice de realidade = 2,5

Da equação acima nascem os coeficientes de segurança utilizados pelo critério do LRFD (Obs.: para conexões, o índice de realidade  $\beta$  fica por volta de 3,5). É importante lembrar que a combinação de cargas usada para se obter os coeficientes desconsidera o efeito de vento, mas somente a pior situação para atuação conjunta da carga de uso e da carga permanente –  $1,2D + 1,6L$ ; ainda, foi considerada uma razão  $D/L = 0,2$ , visto que o peso próprio de estruturas de chapa dobrada costuma ser bastante pequeno quando comparado à sobrecarga variável.

A solicitação de cálculo  $S_d$ , é determinada a partir da combinação mais desfavorável. O AISI/07 determina as seguintes combinações de ações:

$$S_{d1} = 1,4(D + L)$$

$$S_{d2} = 1,2(D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R_r)$$

$$S_{d3} = 1,2D + 1,6(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) + (L \text{ ou } 0,8W)$$

$$S_{d4} = 1,2D + 1,6W + L + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$$

$$S_{d5} = 1,2D + E + L + 0,2S$$

$$S_{d6} = 0,9D + 1,6(W + H)$$

$$S_{d7} = 0,9D + E + 1,6H$$

Onde:

$D$  = Ação permanente nominal;

$E$  = Ação nominal devida a sismos;

$F$  = Ação devido a fluidos com altura e pressão bem definidos;

$L$  = Ação nominal decorrente do uso;

$H$  = Ação devido a pressão lateral gerada por solo, água de percolação;

$L_r$  = Sobrecarga nominal em cobertura decorrente do uso;

$R_r$  = Ação nominal decorrente do empoçamento de água de chuva em cobertura;

$S$  = Ação nominal devida à neve;

$W$  = Ação nominal devida ao vento;

$T$  = Self-straining force;

Logo, a combinação de cálculo,  $S_d = \text{máx} (S_{d1}, S_{d2}, S_{d3}, S_{d4}, S_{d5}, S_{d6}, S_{d7})$ ; será usada a combinação  $S_{d5}$ , quando o efeito do vento reduzir o efeito da carga permanente, e será usada a combinação  $S_{d6}$ , caso contrário. Repare que as ações decorrentes do uso ( $L$ ), e as ações devidas ao vento ( $W$ ) podem ou não entrar nas equações de verificação.

Tabela 3-1 - Principais fatores de minoração da resistência dos perfis de chapa dobrada

<b>Tipo de resistência</b>		<b><math>\phi</math></b>
<b>Enrijecedores</b>	Enrijecedores transversais	0,80
	Enrijecedores de cisalhamento	0,90
<b>Tração</b>	Por escoamento	0,90
	Por ruptura da seção	0,75
<b>Flexão</b>	Mesas parcialmente enrijecidas ou parcialmente enrijecidas	0,95
	Mesas não enrijecidas	0,90
<b>Flambagem lateral por torção</b>		0,90
<b>Resistência ao cisalhamento da alma</b>		0,95
<b>Corrugação da Alma</b>		0,60 – 0,90
<b>Carga axial de compressão</b>		0,85
<b>Carga axial de (tração + flexão)</b>		0,95
<b>Seção circular</b>	Momento fletor	0,95
	Compressão axial	0,85

## 4 RESISTÊNCIA E ESTABILIDADE DE ELEMENTOS ESBELTOS

### 4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nos projetos em estruturas metálica, o fenômeno da flambagem assume grande importância, especialmente nas estruturas fabricadas com perfis de chapa de aço dobradas a frio.

Nas estruturas fabricadas a partir de perfis laminados soldados, a flambagem local tem menor influência porque nestes casos adotam-se medidas a fim de prevenir tal fenômeno como por exemplo enrijecedores de almas ou mesmo a adoção de perfis com menor relação largura/espessura. Nestes casos, a flambagem global das peças passa a ter maior interesse.

Já os perfis em chapa dobrada possuem relações entre a largura e a espessura das paredes relativamente grandes e por isso a flambagem local é um fenômeno muito comum. Este fenômeno caracteriza-se pela perda da forma geométrica plana das superfícies das paredes quando uma determinada tensão de compressão (tensão crítica de flambagem) é atingida. A superfície sofre então uma mudança de forma como pode ser observado na Figura 4-1.

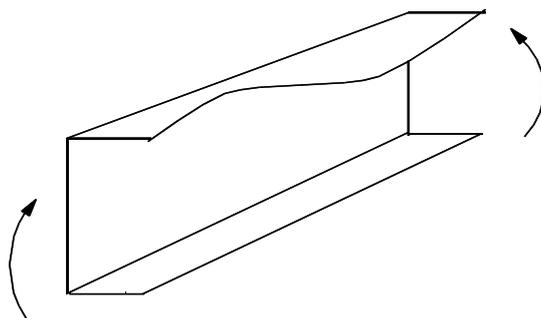


Figura 4-1 - Flambagem local de parede comprimida

Devido a esta grande esbelteza das paredes, a flambagem local destes perfis pode acontecer com uma tensão inferior à tensão de escoamento de aço utilizado, ocorrendo a flambagem elástica.

Nos projetos em perfis de chapa dobrada, de modo geral, não é viável o emprego de enrijecedores a fim de se evitar a flambagem local. Por esta razão este fenômeno deve ser estudado e requer métodos de análise mais sofisticados. Isto ocorre em vários casos de solicitações em projetos como nas peças à flexão, peças à compressão, cisalhamento e outros.

Diferente de barras comprimidas, que ao sofrerem uma tensão igual a tensão crítica de flambagem apresentam perda de estabilidade e conseqüentemente ruína da peça, as paredes de perfis de chapa dobrada conseguem resistir ainda um certo acréscimo de tensão mesmo após submetida a

uma tensão de compressão crítica. A esta parcela resistiva, dá-se o nome de resistência pós-flambagem e será discutida mais detalhadamente no item 4.3.2

Neste capítulo veremos como considerar esta resistência nos cálculos de uma estrutura. Nos projetos é extremamente interessante, até por razões econômicas, considerar a resistência pós-flambagem, pois como se observa a tensão que pode ser admitida em uma peça não fica limitada à tensão crítica na qual se inicia a flambagem.

## 4.2 DEFINIÇÕES GERAIS

Para as análises deste capítulo algumas definições são necessárias:

1) Paredes comprimidas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas (p.c.e.): é um elemento plano de um perfil o qual é enrijecido nas duas bordas paralelas à direção das tensões. Este enrijecimento pode ser promovido por outra parede (alma ou mesa), enrijecedores intermediários ou enrijecedores de borda. Como exemplo, veja a Figura 4-2

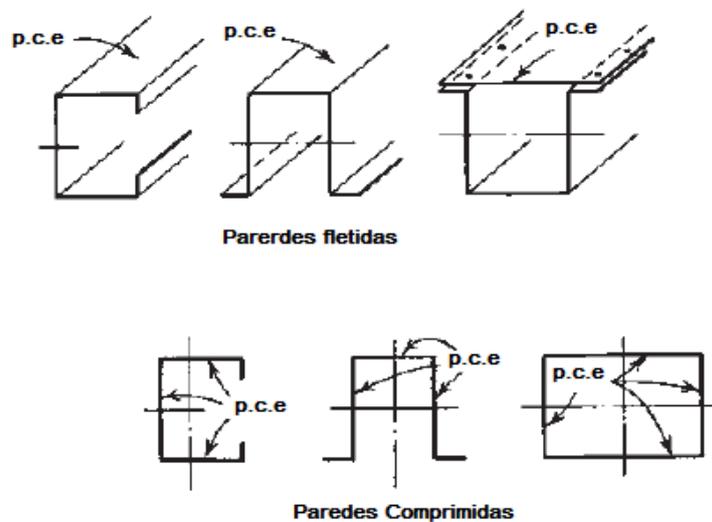


Figura 4-2 - Exemplos de paredes comprimidas enrijecidas (p.c.e.)

2) Paredes comprimidas não enrijecidas (p.c.n.e.): são aqueles elementos planos que possuem enrijecimento em apenas uma das bordas paralelas à direção das tensões (Figura 4-3).

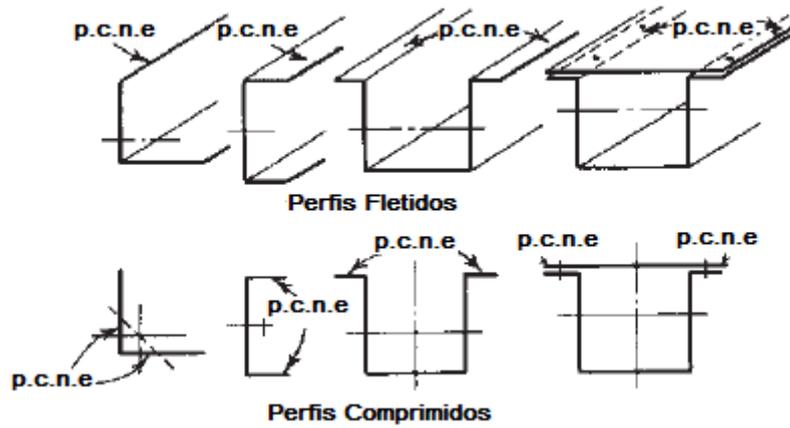


Figura 4-3 - Exemplos de paredes comprimidas não enrijecidas

3) Largura Plana ( $w$ ): é a largura da porção reta de um elemento, ou seja, a largura total de uma parede descontadas as curvas resultantes do processo de dobramento (Figura 4-4).

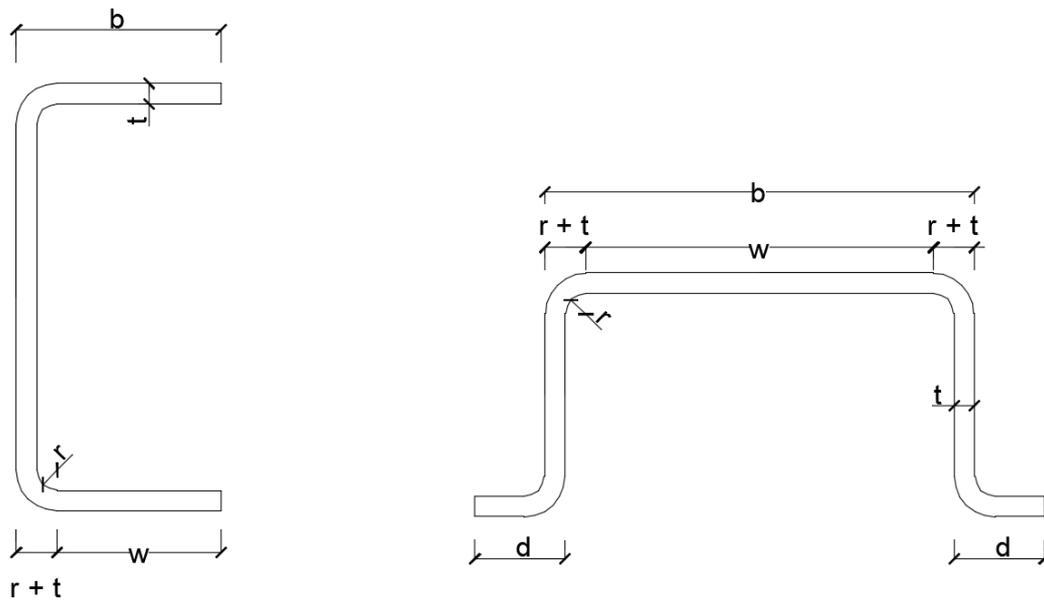


Figura 4-4 - Largura plana  $w$

4) Relação largura plana – espessura ( $w/t$ ): é a relação entre a largura plana e a espessura de uma parede. As especificações do AISI fixam em seu item B1 os valores máximos que podem ser admitidos para estas relações que são:

4.a) para mesas de vigas: o valor máximo para a relação  $w/t$  que pode ser admitido para um perfil de acordo com o AISI/07 é dado por:

4.a.1) Elementos comprimidos enrijecidos tendo uma de suas bordas ligada a uma alma ou a uma mesa e a outra borda ligada a:

- Enrijecedor de virada de borda e outro tipo de enrijecedor com relação  $I_s < I_a$ ,  $w/t \leq 60$ ;
- Outro tipo de enrijecedor tendo  $I_s \geq I_a$ ,  $w/t \leq 90$ ;

4.a.2) Elementos comprimidos enrijecidos com ambas as bordas longitudinais ligadas a outro elemento enrijecido,  $w/t \leq 500$ ;

4.a.3) Elementos comprimidos não enrijecidos,  $w/t \leq 60$ .

As propriedades do enrijecedor,  $I_a$  e  $I_s$  estão definidos no item 4.4.3.

4.b) almas de peças: a relação  $(h/t)$  não poderá exceder os seguintes valores segundo as especificações do AISI/07:

4.b.1) Para almas não reforçadas:  $(h/t)_{\max} = 200$

4.b.2) Para almas providas de enrijecedores transversais satisfazendo o disposto no artigo C.3.7.1 do AISI/07:

Quando usados enrijecedores de apoio somente,  $(h/t)_{\max} = 260$

Quando usados enrijecedores de apoio e intermediários  $(h/t)_{\max} = 300$

5) espessura (t): espessura da chapa de aço antes do processo de dobramento (espessura da “chapa virgem”).

6) Largura efetiva: é uma largura reduzida para cálculo das propriedades geométricas para levar em conta o efeito da flambagem local conforme a Figura 4-5. Esta largura efetiva será explicada bem como calculada no decorrer deste capítulo.

### **4.3 COMPRIMENTO ESTRUTURAL DE ELEMENTOS ESBELTOS**

#### **4.3.1 FLAMBAGEM DE PLACAS COMPRIMIDAS LONGAS**

A estabilidade de paredes de um perfil estrutural é tratada teoricamente com base na teoria de pequenos deslocamentos (deslocamentos da ordem da espessura da chapa). As paredes são tratadas como chapas, ou seja, um elemento plano bidimensional sujeito a carregamentos apenas no seu plano. Por exemplo, o perfil da Figura 4-1 está submetido a um momento fletor indicado, e a mesa superior pode ser tratada como uma chapa com a tensão uniformemente distribuída em virtude da sua pequena espessura. A Figura 4-5 mostra o caso de uma chapa sujeita a este tipo de carregamento, neste exemplo uma parede comprimida enrijecida na qual toma-se a hipótese de ser simplesmente apoiada nos quatro bordos.

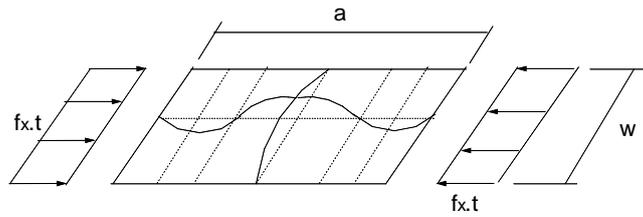


Figura 4-5 - Chapa submetida a tensão de compressão

Esta forma de se tratar o problema é análoga para qualquer parede comprimida, sendo que a diferença se faz nas condições de apoio da chapa e na distribuição de tensão à que ela está sujeita.

A teoria de chapas delgadas conduziu à equação (4.1) desenvolvida por Bryan.

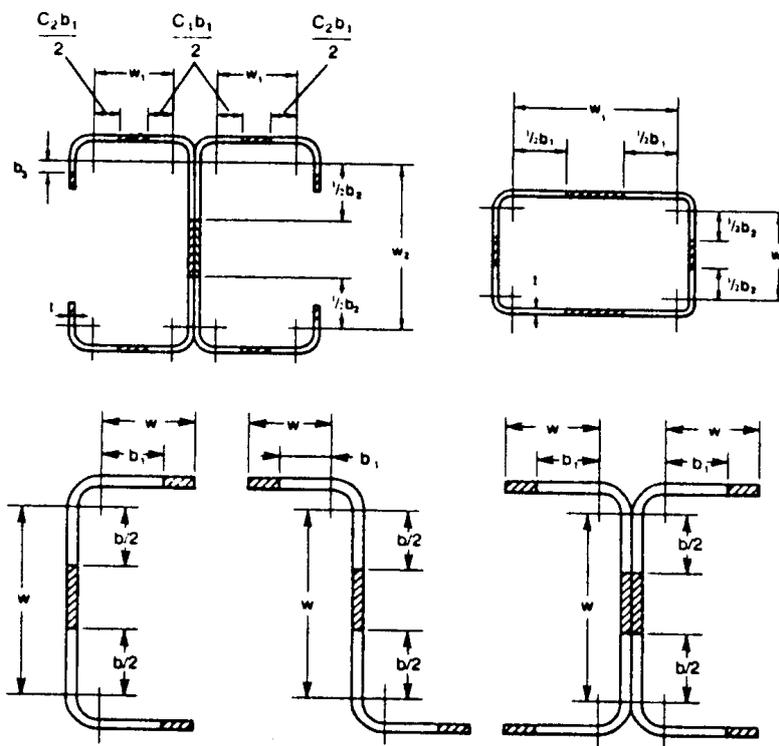


Figura 4-6 - Largura efetiva de paredes (barras comprimidas)

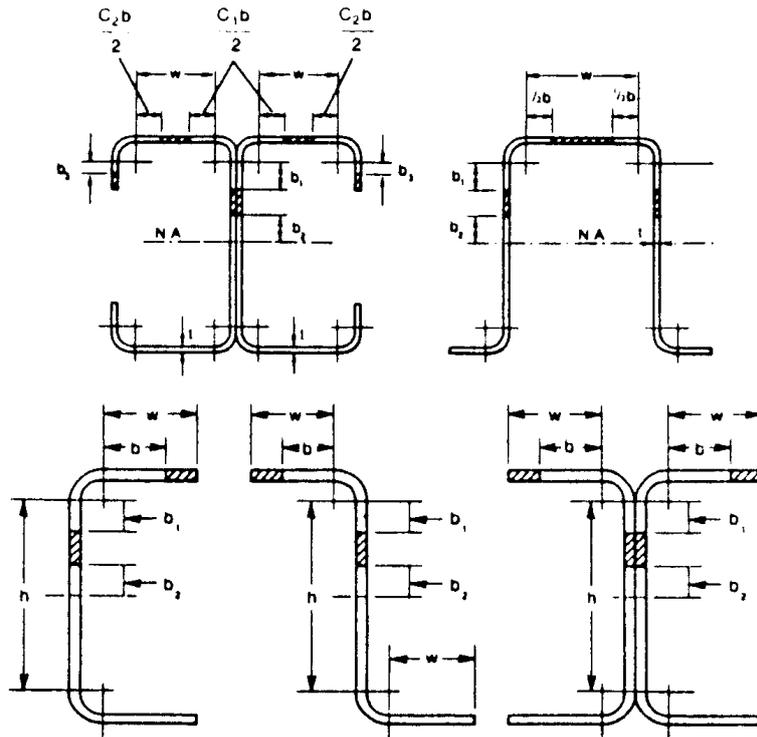


Figura 4-7 - Largura efetiva de paredes (barras fletidas)

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} + \frac{12(1 - \nu^2) f_x \cdot t}{EI} \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0 \quad (4.1)$$

Onde:

$E$  = módulo de elasticidade do aço

$I$  = momento de inércia

$\nu$  = coeficiente de Poisson no regime elástico do aço = 0,3

$\omega$  = deslocamento da chapa perpendicular à sua superfície

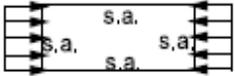
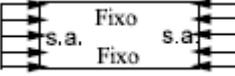
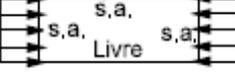
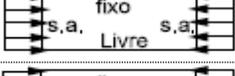
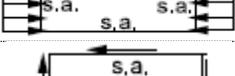
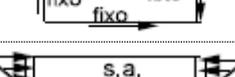
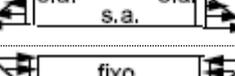
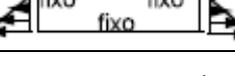
$f_x$  = tensão de compressão na direção x da Figura 4-5

A solução analítica da equação diferencial acima leva ao valor da tensão crítica de flambagem. A resolução foi desenvolvida por Timoshenko. O valor da tensão crítica de flambagem é dada pela equação:

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(w/t)^2} \quad (4.2)$$

O coeficiente  $k$  é um parâmetro que depende das condições de contorno da equação, do tipo de distribuição de tensões na chapa e da relação  $a/w$  referentes à Figura 4-5. Na Tabela 4-1 cita-se os valores de  $k$  para algumas situações de interesse para as paredes.

Tabela 4-1 - Coeficiente  $k$  para determinação da tensão crítica de flambagem (s.a. = simplesmente apoiado)

Caso	Condições de Contorno	Tipo de Tensão	Valor de $k$ para placas longas
A		Compressão	4,00
B		Compressão	6,97
C		Compressão	0,425
D		Compressão	1,277
E		Compressão	5,42
F		Cisalhamento	5,34
G		Cisalhamento	8,98
H		Flexão	23,90
I		Flexão	41,80

As condições de contorno são determinadas pelas condições de apoio da chapa que varia para paredes comprimidas enrijecidas e não enrijecidas. Pode-se observar através da Tabela 4-1 que o valor de  $k$  para a situação em que a chapa tem um bordo livre, que é o caso das paredes comprimidas não enrijecidas é bem inferior ao valor de  $k$  para chapa apoiada nos quatro bordos, que é o caso das paredes enrijecidas. Pode-se concluir com isso que uma mesma chapa tem a tensão crítica de flambagem bem maior se esta for enrijecida de alguma forma. Portanto, as paredes comprimidas não enrijecidas são mais suscetíveis à flambagem localizada.

A distribuição de tensões também caracteriza o valor de  $k$ . É de interesse o estudo dos casos de tensão uniformemente distribuída (mesas comprimidas de vigas à flexão, paredes de perfis à compressão), tensão gradiente (almas de vigas à flexão) e cisalhamento.

### 4.3.2 RESISTÊNCIA PÓS-FLAMBAGEM

Após uma série de estudos, percebeu-se que elementos estruturais bidimensionais, diferente de barras as quais são tratadas como unidimensionais, mesmo atingindo seu estado de flambagem não entravam em ruína. Esse fenômeno é conhecido como resistência pós-flambagem. O mecanismo em questão parte da ideia de que o plano que representa a chapa é composto por inúmeras barras em ambas as direções. Caso as barras não estivessem conectadas às outras de direção oposta, quando solicitadas

à compressão, elas deformariam igualmente. No entanto não é isso que acontece, pois, as barras transversais atuam como tirantes restringindo a deformação das barras longitudinais e causando uma redistribuição de cargas de forma que regiões menos deformadas ficam mais solicitadas, enquanto que as mais deformadas são menos solicitadas. A Figura 4-8 mostra o exemplo de uma parede comprimida em que a distribuição de tensões deixa de ser uniforme após a flambagem e passa a ter a forma apresentada.

Na Figura 4-8 (a), está representado o diagrama de tensões na parede quando a tensão crítica ainda não foi atingida (uniformemente distribuída). Se a tensão aumenta a um certo valor maior que a tensão crítica de flambagem, mas a um valor inferior à tensão de escoamento a redistribuição de tensões gera um diagrama apresentado na Figura 4-8 (b). A Figura 4-8 (c) apresenta o diagrama de tensões tal que a tensão atuante nas bordas da parede atingiu o valor da tensão de escoamento. Neste caso temos a pior situação admitida, visto que tensão de escoamento não deve ser ultrapassada.

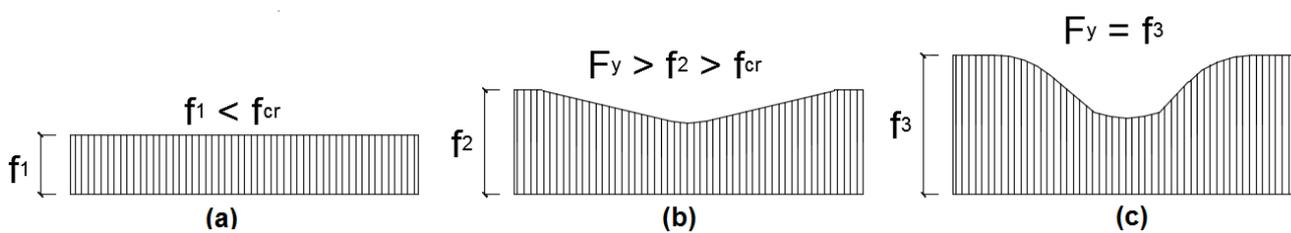


Figura 4-8 - Distribuição de tensões após a flambagem

### 4.3.3 MÉTODO DA LARGURA EFETIVA

O item anterior mostrou o diagrama final de tensões após a redistribuição das tensões devido à flambagem local (Figura 4-8 (b) e Figura 4-8(c)). Este diagrama é caracterizado por uma função  $F(x)$ , a qual representa uma distribuição de tensões ao longo da largura da parede e a área abaixo deste diagrama dá uma força resultante que poderíamos associar à resistência da parede a uma certa sollicitação. Portanto para uma solução exata para este problema seria necessário conhecer esta função. Para tal deve-se recorrer à teoria de grandes deslocamentos. Em 1910, Von Karman baseado nesta teoria apresentou a equação diferencial que determina a função  $F(x)$  apresentada a seguir:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{(1 - \nu^2)t}{EI} \left( \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) \quad (4.3)$$

A solução desta equação apresenta uma complexidade tal que a torna sem utilização na prática. Para fugir desta complexidade matemática, Von Karman em 1932 apresentou o conceito de largura efetiva. O método consiste basicamente em se determinar um diagrama mais simples àquele mostrado na Figura 4-9, de tal forma que se baseia na utilização de comprimentos sujeitos à tensão constante

cuja área do gráfico é equivalente à proposta por Von Karman em 1910, ou seja, apresentam a mesma força de compressão resultante. O diagrama adotado possui a forma retangular (pontilhado na Figura 4-9) com uma tensão  $f_{max}$ , porém com uma largura  $b$  (largura efetiva) menor que a largura plana total  $w$ .

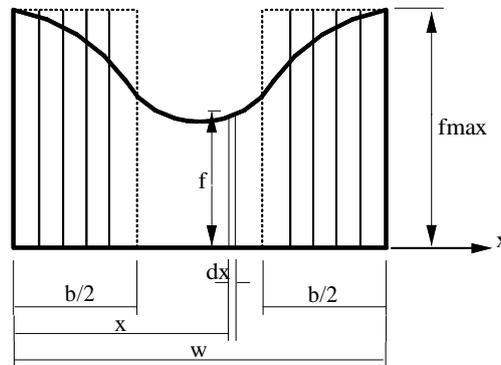


Figura 4-9 –Diagrama de tensões simplificado

Portanto, os dois diagramas devem ter áreas iguais, ou seja:

$$\int F(x)dx = bf_{max} \quad (4.4)$$

Pode ser considerado que a largura efetiva  $b$  representa uma largura particular de uma placa que faz com que ela flambe quando a tensão de compressão atinge a tensão de escoamento. Desta forma, para placas esbeltas, o valor teórico de  $b$  pode ser determinado como a seguir.

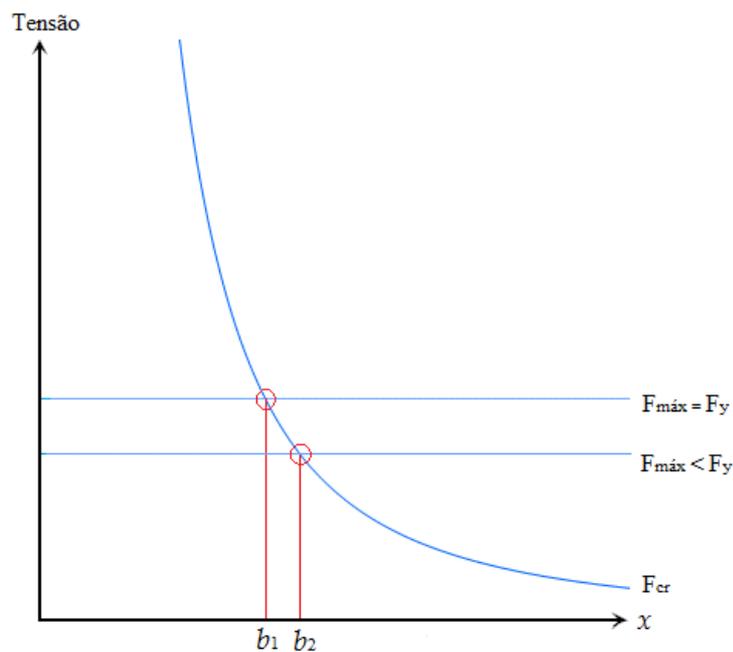


Figura 4-10 - determinação da largura efetiva

$$f_{cr} = F_y = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b/t)^2} \quad (4.5)$$

Isolando o valor de  $b$  na equação acima resulta:

$$b = C \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.6)$$

Onde:

$$C = \frac{\pi\sqrt{k}}{\sqrt{12(1 - \nu^2)}} \quad (4.7)$$

O valor de  $C$  no caso da tensão de escoamento ser atingida é um valor constante como pode-se observar na equação (4.7). Quando a peça está sujeita a uma ação tal que nas bordas de uma parede a tensão de escoamento não seja atingida, ou seja,  $f_{max} < F_y$ , verificou-se através de pesquisas realizadas por Secher e Winter que a equação (4.6) pode ainda ser aplicada neste caso, porém o coeficiente  $C$  deixa de ser constante passando a depender do seguinte parâmetro:

$$\sqrt{\frac{E}{f_{max}}} \left(\frac{t}{w}\right) \quad (4.8)$$

Este coeficiente  $C$  foi determinado então experimentalmente para cada caso, ou seja, para p.c.e. e p.c.n.e, além de sofrer diversas alterações ao longo de todos esses anos, já que se trata de um coeficiente empírico. Assim, o item a seguir mostrará a determinação da largura efetiva em cada caso.

## 4.4 DETERMINAÇÃO DA LARGURA EFETIVA

### 4.4.1 PAREDES COMPRIMIDAS ENRIJECIDAS

#### 4.4.1.1 P.C.E. SUJEITAS À TENSÃO UNIFORME

Após muitos anos de experiências acumulada pelo AISI, as especificações de 2007 se baseiam na mais recente fórmula para o coeficiente  $C$ . Esta equação adotada foi então substituída na equação (4.6) resultando na expressão utilizada hoje pelo AISI e considerada como a mais real para a largura efetiva:

$$b = 0,95 \cdot t \sqrt{\frac{kE}{f_{max}}} \left[ 1 - 0,208 \left(\frac{t}{w}\right) \sqrt{\frac{kE}{f_{max}}} \right] \quad (4.9)$$

A equação acima pode ser reescrita em função da relação  $f_{cr}/f_{max}$  resultando:

$$\frac{b}{w} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}} \left[ 1 - 0,22 \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{max}}} \right] \quad (4.10)$$

Portanto determina-se  $b$  através de:

$$b = \rho \cdot w \quad (4.11)$$

Onde:

$$\rho = \left( 1 - \frac{0,22}{\lambda} \right) / \lambda \leq 1 \quad (4.12)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_{max}}{f_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_{max} \cdot 12(1 - \nu^2)(w/t)^2}{k\pi^2 E}} \quad (4.13)$$

Substituindo o valor de  $\nu = 0,3$  para o aço, chega-se à equação de  $\lambda$  encontrada no AISI/07:

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left( \frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f_{max}}{E}} \quad (4.14)$$

O caso da parede enrijecida é tratado como uma placa suficientemente longa simplesmente apoiada nos quatro bordos de tal forma que o valor de  $k$  pode ser tomado igual a 4,0 conforme a Tabela 4-1. A largura efetiva deve ser determinada segundo os dois casos a seguir:

a) Determinação da capacidade de carga: quando queremos determinar a resistência de uma determinada seção a uma determinada ação, devemos prosseguir da seguinte forma:

1. Se  $\lambda \leq 0,673$ ,  $b=w$
2. Se  $\lambda > 0,673$ ,  $b=\rho.w$

Onde  $\rho$  e  $\lambda$  correspondem às equações (4.12) e (4.14) respectivamente, com  $k = 4,0$ . Com os valores limites de  $\lambda$  percebe-se que a norma considera a existência de redistribuição de tensões em p.c.e., com maior concentração destas nas bordas, quando a tensão atuante é 45% da tensão crítica.

#### 4.4.1.2 ALMAS E ELEMENTOS ENRIJECIDOS SUJEITOS À TENSÃO GRADIENTE

Uma alma de uma viga sujeita a flexão é um exemplo de p.c.e. com tensão gradiente, pois o diagrama de tensões tem a forma da Figura 4-11.

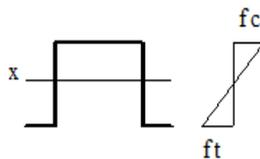


Figura 4-11 - Alma de viga sujeita à flexão

A equação da tensão crítica de flambagem para este tipo de carregamento também tem a forma da equação (4.2) e pode-se obter na Tabela 4-1 os valores de  $k$  para este caso que corresponde a placas com bordos engastados ( $k = 23,8$ ) e bordos simplesmente apoiados ( $k = 41,8$ ). Porém estes valores correspondem ao caso particular de placas suficientemente longas e com a relação  $f_c/f_t = 1$  (seção simétrica em relação ao eixo de flexão), sendo  $f_c$  e  $f_t$  os valores das máximas tensões de compressão e de tração respectivamente conforme a Figura 4-11.

Na prática observa-se que o valor de  $k$  varia com as relações  $a/h$ ,  $h/t$  e  $f_c/f_t$ . Assim uma solução analítica para este problema é bastante complexa e as especificações do AISI se baseia neste caso em resultados experimentais. De acordo com o AISI/07 a largura efetiva deve ser determinada nos dois casos a seguir:

- i. Determinação da capacidade de carga:

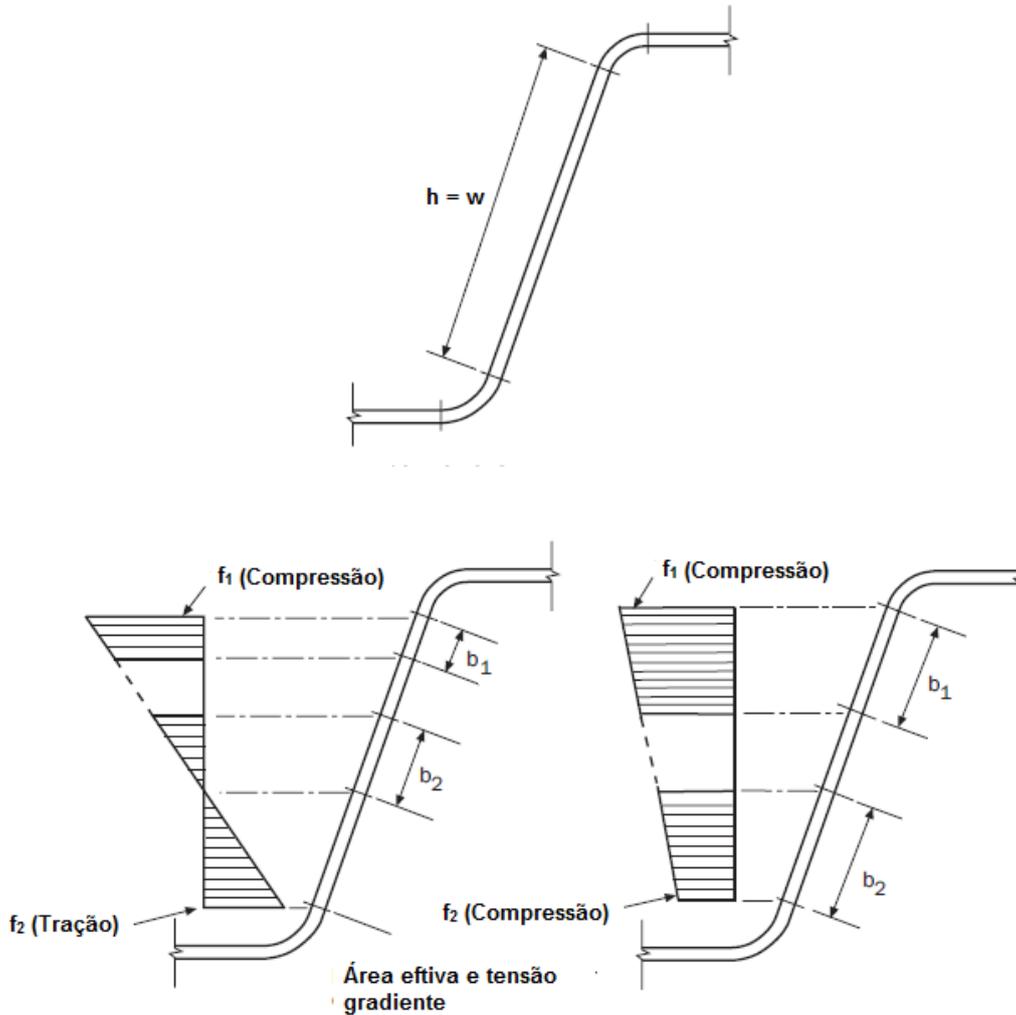


Figura 4-12 - Paredes enrijecidas sujeitas a tensão gradiente

Os valores  $b_1$  e  $b_2$  indicados na Figura 4-12 são determinadas da seguinte forma:

$$b_1 = \frac{b_e}{(3 - \psi)} \quad (4.15)$$

Onde  $b_e$  é a largura efetiva calculada pelas equações (4.11) a (4.14), utilizando  $f_1$  no lugar de  $f$  e com o valor de  $k$  dado a seguir:

$$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi) \quad (4.16)$$

$$\psi = f_2/f_1 \quad (4.17)$$

Sendo  $h_0$  o comprimento do elemento submetido à compressão gradiente e  $b_0$  o comprimento da parede enrijecida submetida à compressão uniforme (Figura 4-13), o valor de  $b_2$  pode ser determinado conforme a seguir:

- 1) Se  $\psi < 0$ :
  - a) Se  $h_0/b_0 \leq 4$ :

$$b_2 = b_e/2 \quad \text{Se } |\psi| > 0,236 \quad (4.18)$$

$$b_2 = b_e - b_1 \quad \text{Se } |\psi| \leq 0,236 \quad (4.19)$$

b) Se  $h_0/b_0 > 4$ :

$$b_2 = \frac{b_e}{1 - \psi} - b_1 \quad (4.20)$$

2) Se  $\psi > 0$ :

$$b_2 = b_e - b_1 \quad (4.21)$$

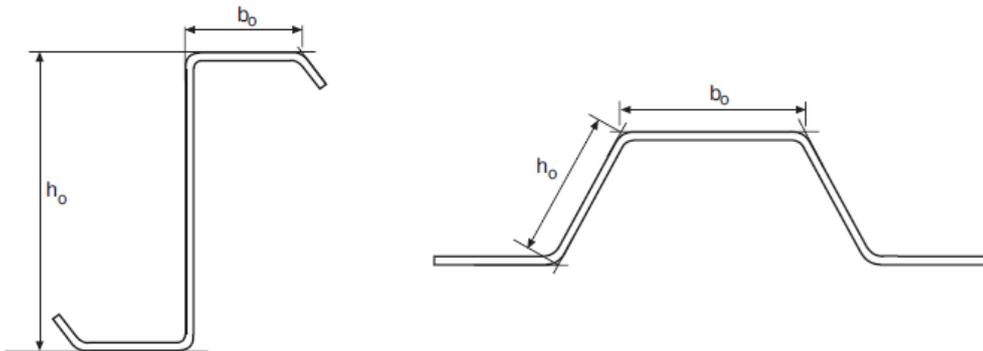


Figura 4-13 - Comprimento de face-a-face da alma e de elementos e enrijecedores submetidos à tensão gradiente

$f_1$  e  $f_2$  são as tensões mostradas na Figura 4-12 e são calculadas com base na seção efetiva. A tensão  $f_1$  é de compressão e deverá ter o sinal positivo. A tensão  $f_2$  pode ser tração ou compressão dependendo do caso, sendo que a tração deve ser tomada como negativa. Caso as duas sejam de compressão, tomar  $f_1$  e  $f_2$  como a maior e a menor tensão respectivamente atuante na alma.

O valor de  $b_1 + b_2$  não deve ser maior que a largura da parte comprimida da alma. Caso no cálculo o resultado ultrapasse este valor, a alma deve ser tomada como totalmente efetiva, ou seja, não será reduzida ( $b_1 + b_2 = w$ ).

**ii.** Largura efetiva para determinação dos deslocamentos:

O cálculo é feito da mesma forma que no item *a*, usando as equações de (4.15) a (4.17) substituindo  $f_1$  e  $f_2$  por  $f_{d1}$  e  $f_{d2}$ , onde  $f_{d1}$  e  $f_{d2}$  são as tensões com base na seção efetiva para determinação da flecha (Figura 4-12).

## 4.4.2 PAREDES COMPRIMIDAS NÃO ENRIJECIDAS

### 4.4.2.1 P.C.N.E. SUJEITAS A TENSÃO UNIFORME

Neste caso adota-se a parede não enrijecida como chapa apoiada em um bordo e livre no outro e de acordo com a Tabela 4-1 temos  $k = 0,425$ . O AISI/07 adota o valor de  $k = 0,43$  para flanges comprimidas para a equação empírica da largura efetiva (4.9).

Desta forma, o cálculo é feito com as mesmas equações do item 4.4.1.1 apenas fazendo  $k = 0,43$ . Tem-se também os dois casos a considerar que são na determinação da capacidade de carga e na determinação dos deslocamentos.

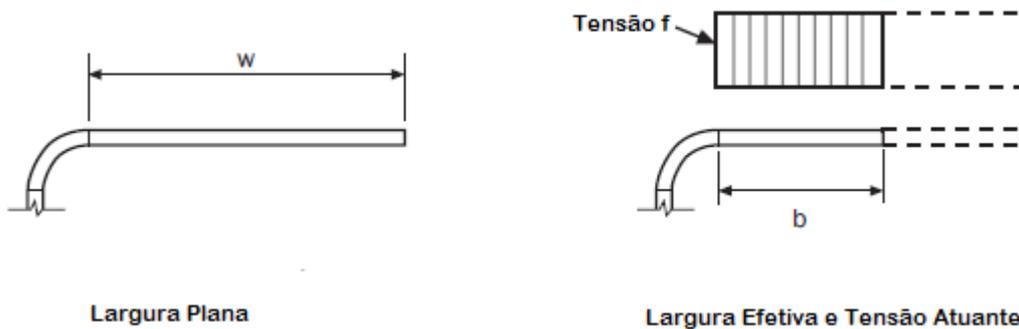


Figura 4-14 - Elemento enrijecido comprimido uniformemente

### 4.4.2.2 P.C.N.E. E ENRIJECEDORES DE BORDA SUJEITOS A TENSÃO GRADIENTE

Para a determinação da largura efetiva dos elementos em questão, o AIS/07 adota o procedimento descrito no item 4.4.1.1, fazendo apenas as alterações necessárias dos valores de  $k$  e  $\rho$ , e calculando  $\lambda$  com o valor de  $f_1$  no lugar de  $f$ .

- a) Elementos submetido a gradiente de tensão com  $f_1$  e  $f_2$  comprimindo:

Se o elemento segue um sentido ascendente perpendicular à borda enrijecida, temos:

$$k = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2 \quad (4.22)$$

Se o elemento segue um sentido descendente perpendicular à borda enrijecida, temos:

$$k = \frac{0,578}{\psi + 0,34} \quad (4.23)$$

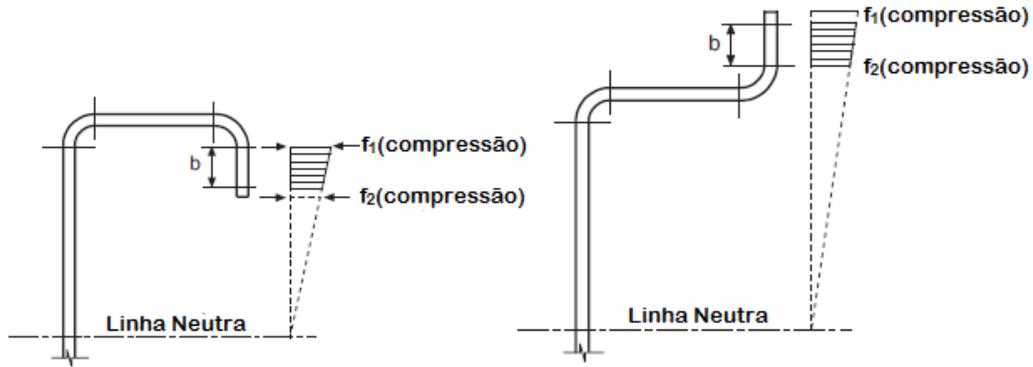


Figura 4-15 - Elemento submetido a gradiente de tensão com  $f_1$  e  $f_2$  comprimindo

b) Elemento submetido a gradiente de tensão com  $f_1$  comprimindo e  $f_2$  tracionando:

b.1) Se a borda que apoia o elemento submetido ao gradiente encontra-se sob tração, temos:

$$\rho = 1 \quad \text{Se } \lambda \leq 0,673(1 - \psi) \quad (4.24)$$

$$\rho = \frac{(1 - \psi) \left(1 - \frac{0,22(1 - \psi)}{\lambda}\right)}{\lambda} \quad \text{Se } \lambda \geq 0,673(1 - \psi) \quad (4.25)$$

Onde:

$$k = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2 \quad (4.26)$$

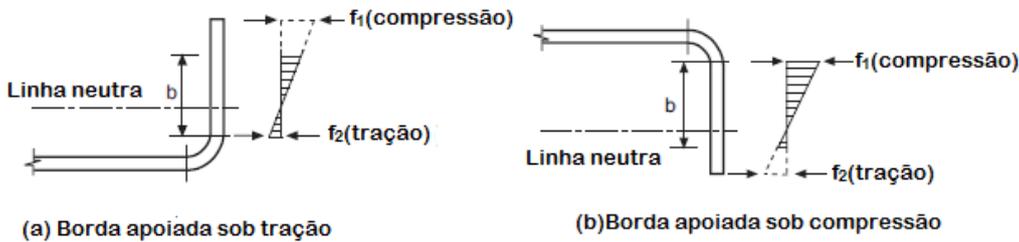


Figura 4-16 - Elemento não enrijecido submetido a gradiente de compressão e tração

b.2) Se a borda que apoia o elemento submetido ao gradiente encontra-se sob compressão, temos:

$$\rho = 1 \quad \text{Se } \lambda \leq 0,673 \quad \text{ou se } \psi \geq 1 \quad (4.27)$$

$$\rho = \frac{(1 + \psi) \left(1 - \frac{0,22}{\lambda}\right)}{\lambda} \quad \text{Se } \lambda \geq 0,673 \quad \text{e se } \psi < 1 \quad (4.28)$$

Onde:

$$k = 1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2 \quad (4.29)$$

A norma ainda permite um método mais simplificado para alma de seções C funcionando como mesa, tendo para esta “mesa” e tendo para os elementos submetido a um gradiente de tensão composto por tração e compressão as seguintes situações:

Se a borda que apoia o elemento submetido ao gradiente encontra-se sob tração, temos:

$$b = w \quad \text{Se } \lambda \leq 0,856 \quad (4.30)$$

$$b = \rho w \quad \text{Se } \lambda > 0,856 \quad (4.31)$$

Onde:

$$\rho = \frac{0,925}{\sqrt{\lambda}} \quad (4.32)$$

$$k = 0,145 \frac{b_0}{h_0} + 1,256 \quad (4.33)$$

$$0,1 \leq \frac{b_0}{h_0} \leq 1 \quad (4.34)$$

Se a borda que apoia o elemento submetido ao gradiente encontra-se sob compressão, a determinação do elemento submetido ao gradiente é feita segundo o item 4.4.1.2.

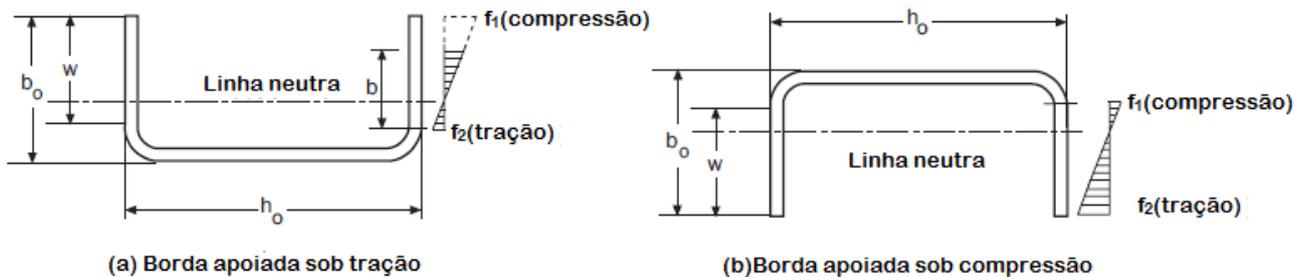


Figura 4-17 - Elemento não enrijecido de perfis tipos C submetido a gradiente de compressão e tração para o método alternativo

#### 4.4.3 PAREDES UNIFORMEMENTE COMPRIMIDAS PARCIALMENTE ENRIJECIDAS (PCPE)

Os enrijecedores de borda promovem o enrijecimento de uma parede com um simples dobramento da chapa. Como foi observado, este fato aumenta a tensão crítica de flambagem aumentando o coeficiente  $k$  da equação (4.2). Na Figura 4-18 aparece alguns exemplos de enrijecedores que têm sido estudados.

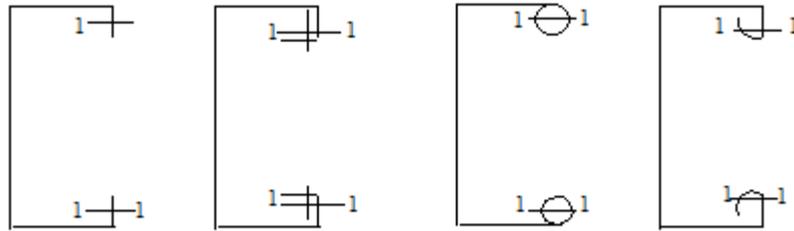


Figura 4-18 - Enrijecedores de borda

No entanto, para que este enrijecedor providencie um apoio contínuo para uma parede, este deve possuir uma rigidez mínima, pois o enrijecedor também pode flambar localmente deixando de promover este tipo de apoio. Para o caso de paredes com um enrijecedor de borda, as especificações do AISI/07 se basearam em investigações analíticas e experimentais. Para o cálculo da largura efetiva nestes casos é necessário definir os seguintes termos:

- $b$  : largura efetiva da parede uniformemente comprimida;
- $D$  : largura total do enrijecedor mostrado na Figura 4-19;
- $d$  : largura plana enrijecedor mostrada na Figura 4-19;
- $d_s$  : largura efetiva reduzida do enrijecedor;
- $d_s'$  : largura efetiva do enrijecedor;
- $I_a$  : momento de inércia adequado do enrijecedor para que a parede comprimida possa se comportar como um elemento enrijecido;
- $I_s$  : momento de inércia do enrijecedor em relação ao eixo que passa pelo seu centro de gravidade e paralelo a parede que está sendo enrijecida. Corresponde aos eixos indicados na Figura 4-18. Pode ser dito também como o momento de inércia necessário para que o enrijecedor funcione como tal.
- $K$  : coeficiente de flambagem;
- $n$  : constante que está definida por meio da equação (4.36);
- $R_f$  : coeficientes que serão definidos a seguir;
- $S$  :  $1,28\sqrt{E/f}$
- $t$  : espessura do elemento comprimido;
- $w$  : largura plana do elemento comprimido (Figura 4-19).

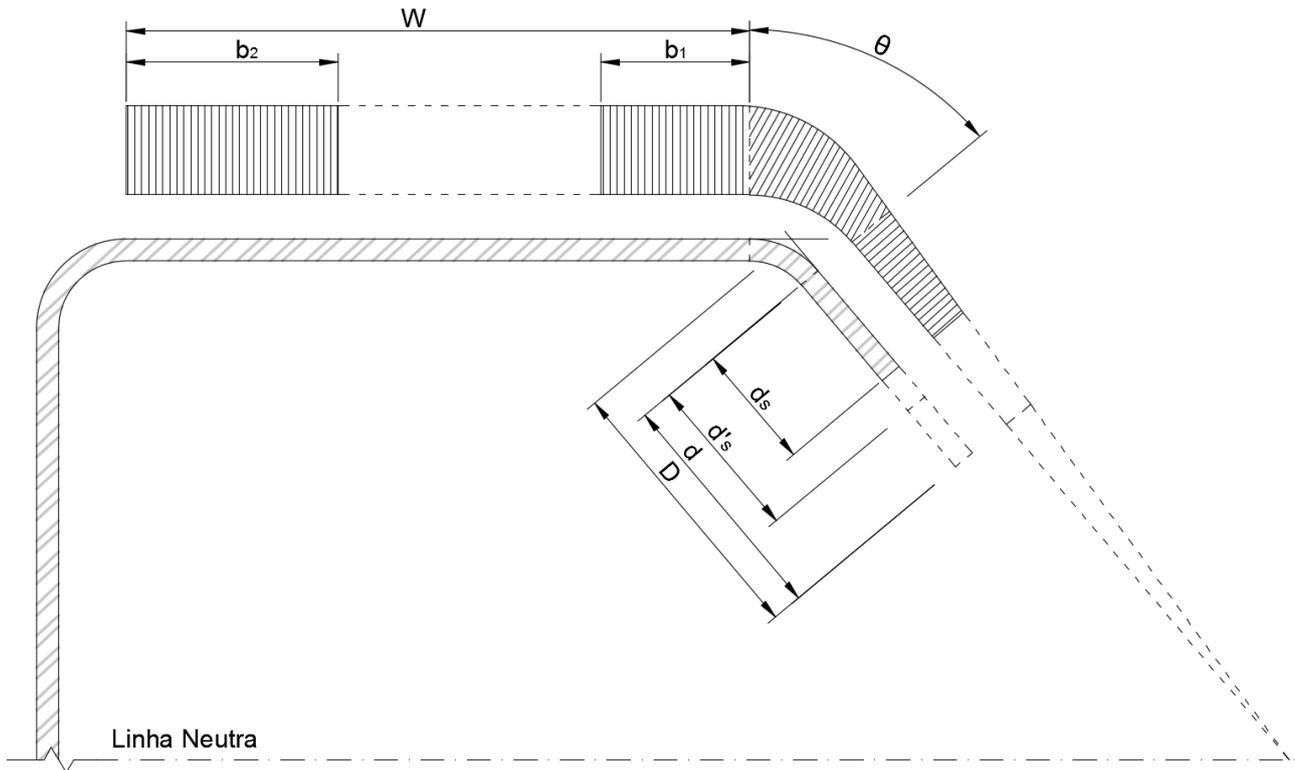


Figura 4-19 - Elementos com enrijecedor de borda

O cálculo da largura efetiva é feito como a seguir:

**CASO I:**  $w/t \leq 0,328 \cdot S$

$I_a = 0$  (não é necessário a utilização de enrijecedores de borda)

$b = w$

$b = b_1 + b_2$

$b_1 = b_2 = w/2$

$d_s = d'_s$

**CASO II:**  $w/t > 0,328 \cdot S$

$$I_a = 399 \cdot t^4 \left( \frac{w}{t \cdot S} - 0,328 \right)^3 \leq t^4 \left( \frac{115w}{t \cdot S} + 5 \right) \quad (4.35)$$

$$n = \left( 0,582 - \frac{w/t}{4S} \right) \geq \frac{1}{3} \quad (4.36)$$

$$R_I = \frac{I_S}{I_a} \leq 1 \quad (4.37)$$

Limitando o ângulo da curva do enrijecedor em  $140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$ , o  $b$  é então calculado com as equações (4.11) e a (4.12) fazendo  $k$  igual a:

$$k = 3,57R_I^n + 0,43 \leq 4 \quad \text{para } D/W \leq 0,25 \quad (4.38)$$

$$k = \left(4,82 - \frac{5D}{W}\right) R_I^n + 0,43 \leq 4 \quad \text{para } 0,25 < D/W \leq 0,8 \quad (4.39)$$

Definido esses parâmetros, o cálculo de  $b$  é feito de forma semelhante ao realizado em 4.4.1.1, tendo:

$$b_1 = (b/2) \cdot R_I \quad (4.40)$$

$$b_2 = b - b_1 \quad (4.41)$$

$$d_s = d'_s R_I \quad (4.42)$$

## 4.5 EXEMPLO 2

Determinar o módulo resistente  $S_e$  do perfil abaixo, sabendo que  $F_y = 380$  MPa.:

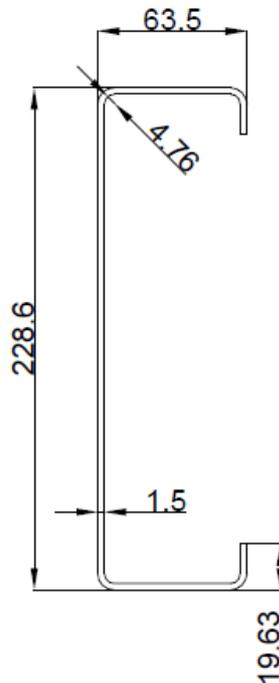


Figura 4-20- Perfil C enrijecido

Dados fornecidos:

$$H = 228,6 \text{ mm};$$

$$B = 63,5 \text{ mm};$$

$$r = 4,76 \text{ mm};$$

$$t = 1,5 \text{ mm};$$

$$D = 19,63 \text{ mm}.$$

Obs.: os dados iniciais estão fornecidos em SI e seus múltiplos

Solução: considerando as propriedades geométricas do perfil em questão dados pré-estabelecidos, na resolução será considerado apenas as etapas referentes ao cálculo do  $S_e$ :

1) Determinação do  $S_e$  (primeira iteração):

a) inicialmente realiza-se a análise do máxima esbeltez da mesa do perfil, bem como a rigidez do enrijecedor:

a.1) compressão uniforme da mesa:

$$w = b = B - 2(t + r) = 50,98 \text{ mm} = 5,098 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{50,98}{1,5} = 33,98 \leq 60 \text{ OK}$$

$$S = 1,28\sqrt{E/f} = 1,28\sqrt{(203000)/(380)} = 29,87 \therefore \frac{w}{t} > 0,328S$$

O cálculo de S demonstra a necessidade de enrijecedor, cabendo assim a necessidade de determinar se o enrijecedor enrijece totalmente ou parcialmente a mesa.

a.2) cálculo do parâmetro k para a flambagem local da mesa:

$$I_a = 399 t^4 \left( \frac{w/t}{S} - 0,328 \right)^3 \leq t^4 \left( \frac{115 w/t}{S} + 5 \right)$$

$$= (399) 1,5^4 \left( \frac{33,98}{29,87} - 0,328 \right)^3 \leq 1,5^4 \left( \frac{(115)(33,98)}{(29,87)} + 5 \right)$$

$$= 1071,87 \text{ mm}^4 \leq 687,61 \text{ mm}^4 \therefore I_a = 687,61 \text{ mm}^4$$

$$d = D - r - t = (19,63) - (4,76) - (1,5) = 13,37 \text{ mm}$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$I_s = \frac{d^3 t \text{sen}^2 \theta}{12}$$

$$= \frac{((13,37)^3 (1,5))}{12} = 298,74 \text{ mm}^4$$

$$R_l = \frac{I_s}{I_a} \leq 1;$$

$$\frac{298,74}{687,61} = 0,434 < 1 \text{ OK}$$

$$n = \left( 0,582 - \frac{w/t}{4S} \right) = \left( 0,582 - \frac{(33,98)}{4(29,87)} \right) \geq \frac{1}{3}$$

$$0,297 < \frac{1}{3} \therefore n = \frac{1}{3}$$

$$\frac{D}{w} = \frac{19,63}{50,98} = 0,385 < 0,8 \text{ OK}$$

$$k = 4,82 - \frac{5D}{w} (R_I)^n + 0,43 \leq 4$$

$$= (4,82 - 5(0,385))(0,434)^{1/3} + 0,43 = 2,62 < 4 \text{ OK}$$

Como  $k < 4$ , percebe-se que  $k$  não enrijece por completo a mesa, sendo assim a tensão de flambagem da mesa é inferior à tensão caso enrijecesse por completo, sendo assim

a.3) determinação da tensão crítica da mesa e comprimento efetivo inicial:

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 = \frac{(2,62)\pi^2(203000)}{12(1-(0,3)^2)} \left(\frac{1}{33,98}\right)^2 = 416,32 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{380}{416,32}} = 0,955 > 0,673 \Rightarrow \text{a mesa sofre flambagem local}$$

$$\rho = \frac{1 - \frac{0,22}{\lambda}}{\lambda} = \frac{1 - \frac{0,22}{0,955}}{0,955} = 0,806$$

$$b = \rho w = (0,806)(50,98) = 41,09$$

b) análise do comprimento efetivo do enrijecedor de borda.

Como o enrijecedor encontra-se submetido a uma tensão gradiente, será feito o cálculo segundo o item 4.4.2.2

$$\frac{w}{t} = \frac{d}{t} = \frac{13,37}{1,5} = 8,91$$

$$f = f_1 = \frac{380 \left( \frac{228,6}{2} - 1,5 - 4,76 \right)}{\frac{228,6}{2}} = 359,18 \text{ MPa}$$

$$f_2 = \frac{380 \left( \frac{234,86}{2} - 19,63 \right)}{\frac{234,86}{2}} = 314,74 \text{ MPa}$$

$$\psi = \left| \frac{314,74}{359,76} \right| = 0,875$$

$$k = \frac{0,578}{\psi + 0,34} = \frac{0,578}{(0,876) + 0,34} = 0,475$$

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 = \frac{0,475\pi^2(203000)}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{1}{8,91}\right)^2 = 1097,77 MPa$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{359,18}{1097,77}} = 0,572 < ,673 \Rightarrow \text{o enricedor não sofre flambagem local}$$

$$d'_s = d = 13,37 mm$$

$$d_s = d'_s(R_I) = (13,37)(0,434) = 5,80 mm$$

c) análise do comprimento efetivo da alma.

O procedimento adotado para o cálculo do comprimento efetivo da alma é semelhante ao realizado anteriormente, seguindo os prescritos no item 4.4.1.2, visto que a alma também encontra-se submetida a uma tensão gradiente.

$$\frac{w}{t} = \frac{h}{t} = \frac{H - 2(t + r)}{t} = 144,05$$

$$f = f_1 = \frac{380 \left( \frac{228,6}{2} - 1,5 - 4,76 \right)}{\frac{228,6}{2}} = 359,18 MPa$$

$$f_2 = -f_1 = 359,18 MPa$$

$$\psi = \left| \frac{-359,18}{359,18} \right| = 1$$

$$k = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2(1 + \psi) = 4 + 2(1 + 1)^3 + 2(1 + 1) = 24$$

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 = \frac{24\pi^2(203000)}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{1}{144,05}\right)^2 = 212,21 MPa$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{359,18}{212,21}} = 1,30 < 0,673 \Rightarrow \text{a alma sofre flambagem local}$$

$$\rho = \frac{1 - \frac{0,22}{\lambda}}{\lambda} = \frac{1 - \frac{0,22}{1,3}}{1,3} = 0,639$$

$$b_e = \rho w = (0,639)(216,08) = 138,07 mm$$

Como a alma está submetida a uma tensão gradiente, é necessário definir os trechos  $b_1$  e  $b_2$  que irão compor o comprimento efetivo, sendo assim tem-se:

$$\frac{h_0}{b_0} = \frac{228,6}{63,5} = 3,6 < 4$$

$$b_1 = \frac{b_e}{3 + \psi} = \frac{138,07}{3 + 1} = 34,52 \text{ mm}$$

Como  $\psi > 0,236$ , para o valor  $b_2$ :

$$b_2 = \frac{b_e}{2} = \frac{138,07}{2} = 69,04 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 \leq \frac{w}{2} = 34,52 + 69,04 = 103,56 < 108,04 \Rightarrow \text{a alma não é totalmente efetiva}$$

Com esse resultado, recalcula-se a nova localização da linha neutra, retornando assim para o mesmo procedimento realizado anteriormente. Para o cálculo da nova posição da linha neutra considera uma região negativa da alma correspondente a parte retirada do cálculo de comprimento efetivo,  $b_n = 34,51$  mm.

Tabela 4-2 - cálculo da nova posição da LN (linha neutra)

Elemento	L (mm)	Centróide y em relação à fibra superior (mm)	L·y(cm <sup>2</sup> )	L·y <sup>2</sup> (cm <sup>3</sup> )	I'x em torno do próprio eixo (cm <sup>3</sup> )
Mesa superior	41,090	0,750	0,308	0,023	-
Mesa inferior	50,980	227,850	116,158	2646,658	-
Alma	216,080	114,300	246,979	2822,975	840,741
Elemento negativo da alma	-4,480	43,020	-1,927	-8,291	-0,007
Curva superior	17,310	2,750	0,476	0,131	0,050
Curva inferior	17,310	225,850	39,095	882,960	0,050
Enrijecedor superior	5,800	9,160	0,531	0,487	0,016
Enrijecedor inferior	13,370	215,655	28,833	621,800	0,199
SOMA	357,460		430,454	6966,743	841,049

Dessa forma, a nova posição da linha neutra, bem como o  $I_{xe}$  (momento de inércia efetivo) será:

$$\bar{y} = \frac{\sum Ly}{\sum L} = \frac{43052,9}{357,46} = 120,44 \text{ mm, abaixo da fibra mais comprimida}$$

$$I_{xe} = \left( \sum I'_x + \sum Ly^2 - \bar{y}^2 \sum L \right) t$$

$$= (841,049 + 6966,748 - (12,044^2)(35,746))0,15 = 393,38 \text{ cm}^4$$

## 2) Segunda iteração após definida a nova linha neutra

Como a mesa encontra-se limitada a mesma situação, visto que a linha neutra fora rebaixada em relação à posição anterior, o valor do  $b_e$  para a mesa é o mesmo, cabendo assim apenas uma análise para as demais situações, que serão semelhantes às anteriormente apresentadas, salvo algumas alterações.

a) análise do comprimento efetivo do enrijecedor de borda.

$$\frac{w}{t} = \frac{d}{t} = \frac{13,37}{1,5} = 8,91$$

$$f = f_1 = \frac{380(120,44 - 1,5 - 4,76)}{120,44} = 360,25 \text{ MPa}$$

$$f_2 = \frac{380(120,44 - 19,63)}{120,44} = 318,06 \text{ MPa}$$

$$\psi = \left| \frac{318,06}{360,25} \right| = 0,883$$

$$k = \frac{0,578}{\psi + 0,34} = \frac{0,578}{(0,883) + 0,34} = 0,472$$

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t}{w} \right)^2 = \frac{0,472\pi^2(203000)}{12(1 - 0,3^2)} \left( \frac{1}{8,91} \right)^2 = 1090,83 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{360,25}{1090,83}} = 0,575 < 0,673 \Rightarrow \textit{o enricedor não sofre flambagem local}$$

$$d'_s = d = 13,37 \text{ mm}$$

$$d_s = d'_s(R_I) = (13,37)(0,434) = 5,80 \text{ mm}$$

b) análise do comprimento efetivo da alma.

$$\frac{w}{t} = \frac{h}{t} = \frac{H - 2(t + r)}{t} = 144,05$$

$$f = f_1 = \frac{380(120,44 - 1,5 - 4,76)}{120,44} = 360,25 \text{ MPa}$$

$$f_2 = -\frac{380(228,6 - 120,44 - 1,5 - 4,76)}{120,44} = -322,45 \text{ MPa}$$

$$\psi = \left| \frac{-322,45}{360,25} \right| = 0,895$$

$$k = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2(1 + \psi) = 4 + 2(1 + 0,895)^3 + 2(1 + 0,895) = 21,4$$

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t}{w} \right)^2 = \frac{21,4\pi^2(203000)}{12(1 - 0,3^2)} \left( \frac{1}{144,05} \right)^2 = 189,22 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{360,25}{189,22}} = 1,38 < 0,673 \Rightarrow \textit{a alma sofre flambagem local}$$

$$\rho = \frac{1 - \frac{0,22}{\lambda}}{\lambda} = \frac{1 - \frac{0,22}{1,38}}{1,38} = 0,609$$

$$b_e = \rho w = (0,609)(216,08) = 131,59 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{3 + \psi} = \frac{131,59}{3 + 0,895} = 33,78 \text{ mm}$$

Como  $\psi > 0,236$ , para o valor  $b_2$ :

$$b_2 = \frac{b_e}{2} = \frac{131,59}{2} = 65,79 \text{ mm}$$

Considerando  $w'$  a largura plana comprimida da alma corrigida pela primeira iteração, tem-se:

$$b_1 + b_2 \leq \frac{w'}{2} = 33,78 + 65,79 = 99,57 < 114,18 \Rightarrow \text{a alma não é totalmente efetiva}$$

$$b_n = b_e - (b_1 + b_2) = 14,61 \text{ mm}$$

Tabela 4-3 - Cálculo da nova posição da LN (linha neutra)

Elemento	L (mm)	Centroide y em relação a fibra superior (mm)	L·y(cm <sup>2</sup> )	L·y <sup>2</sup> (cm <sup>3</sup> )	I' <sub>x</sub> em torno do próprio eixo (cm <sup>3</sup> )
Mesa superior	41,090	0,750	0,308	0,023	-
Mesa inferior	50,980	227,850	116,158	2646,658	-
Alma	216,080	114,300	246,979	2822,975	840,741
Elemento negativo da alma	-14,610	47,345	-6,917	-32,749	-0,260
Curva superior	17,310	2,750	0,476	0,131	0,050
Curva inferior	17,310	225,850	39,095	882,960	0,050
Enrijecedor superior	5,800	9,160	0,531	0,487	0,016
Enrijecedor inferior	13,370	215,655	28,833	621,800	0,199
SOMA	347,330		425,464	6942,285	840,797

Dessa forma, a nova posição da linha neutra, bem como o  $I_{xe}$  (momento de inércia efetivo) será:

$$\bar{y} = \frac{\sum Ly}{\sum L} = \frac{42546,4}{347,33} = 122,49 \text{ mm, abaixo da fibra mais comprimida}$$

$$I_{xe} = \left( \sum I'_x + \sum Ly^2 - \bar{y}^2 \sum L \right) t$$

$$= (840,797 + 6942,285 - (12,249^2)(34,733))0,15 = 385,77 \text{ cm}^4$$

$$S_e = \frac{I_{xe}}{y} = \frac{385,77}{12,249} = 31,49 \text{ cm}^3$$

Apesar da linha neutra não se encontrar na posição encontrada na última iteração, cálculos semelhantes aos realizados anteriormente demonstram que os valores obtidos são bastante próximos ( $\bar{y} = 123,42$ ;  $I_x = 382,10 \text{ cm}^2$ ;  $S_e = 30,97 \text{ cm}^2$ ) aos valores convergidos, sendo a diferença entre eles inferior a 5%, possibilitando a interrupção dos cálculos na segunda iteração. Para a obtenção do

máximo momento característico o qual o perfil é capaz de suportar (considerando apenas flambagem local), para o caso, basta apenas fazer:

$$M_n = S_e F_y$$

## 5 BARRAS TRACIONADAS

### 5.1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de perfis de aço de chapa dobrada a frio submetida a tração centrada apesar de ser um problema simples de engenharia estrutural apresenta vários aspectos importantes do comportamento estrutural metálico. O comportamento de barras tracionadas difere do comportamento das amostras do ensaio tensão-deformação do aço em função de fatores como tensão residual, imperfeições da barra e do carregamento e devido a furos na seção transversal.

Os principais tipos de seção de chapa dobrada a frio utilizadas à tração são mostradas na Figura 5-1:

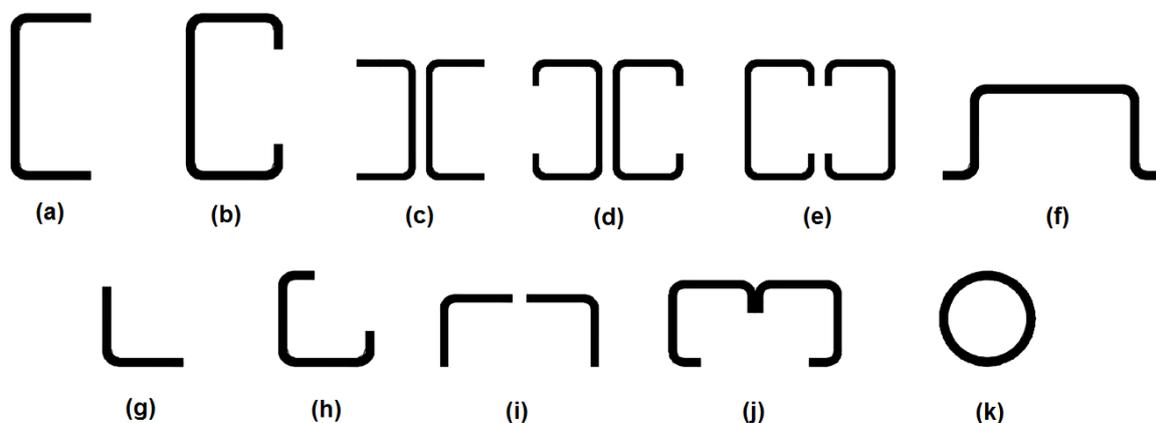


Figura 5-1 - Seções usualmente utilizadas à tração

As seções da Figura 5-1 são utilizadas mais frequentemente como elementos componentes de estruturas metálicas em galpões leves de aço. As seções tubulares de seção cilíndrica (Figura 5-1 (k)) são utilizadas frequentemente como treliças espaciais. O Capítulo 9 disserta especificamente sobre este tipo de seção.

As barras solicitadas exclusivamente a tração axial não são muito frequentes. As exceções ocorrem em barras de sistemas de contraventamento de estruturas, em espaçadores de terças e travamentos de terças de cobertura e fechamentos, bem como em tirantes de estruturas em arco ou banzos paralelos.

Quando uma barra prismática é solicitada exclusivamente por força normal de tração, centrada, podem ocorrer dois tipos principais de estados limites últimos:

1. Escoamento da seção bruta (ou da barra como um todo);
2. Ruptura da seção líquida.

Entretanto, conforme sejam executadas as ligações de barras, uma excentricidade de aplicação da força de tração é introduzida e conseqüentemente aparecerá uma flexão. Como exemplo, veja a Figura 5-2. Nestes casos, a barra deve ser dimensionada à flexo-tração, que será feito no Capítulo 8 de flexão composta.

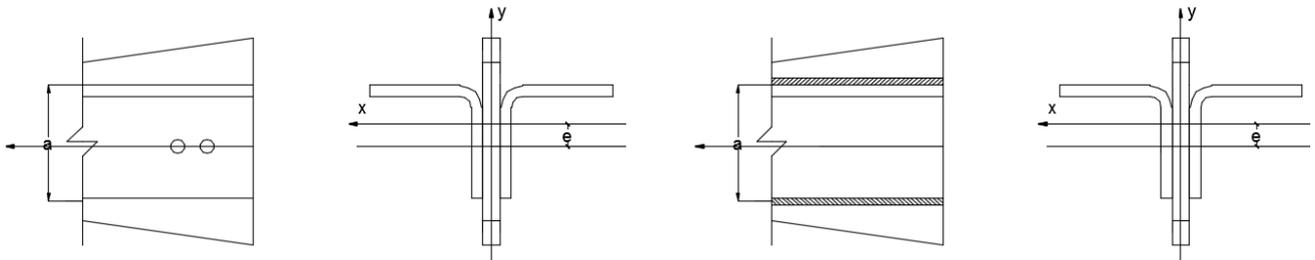


Figura 5-2 - Exemplos de flexão excêntrica

Porém em barras de pouca responsabilidade, não sujeitas à fadiga, com ligações de pequena excentricidade, a flexão pode ser desprezada.

O efeito do peso próprio das barras sujeitas à tração provoca o aparecimento de flexão que pode ser desprezada na maioria dos casos usuais em que a projeção horizontal da barra seja pequena e quando se respeita os limites de esbeltez de norma.

## 5.2 RESISTÊNCIA DE BARRAS A TRAÇÃO

Por causa da redistribuição plástica, as tensões normais decorrentes da força de tração igual ou superior à carga de escoamento de uma seção transversal se distribuem uniformemente nesta seção, ainda que ela contenha furos ou tensões residuais inferiores a  $F_y$ . Desta forma, as resistências admissíveis são:

### 5.2.1 ESCOAMENTO DA SEÇÃO BRUTA

Para barras sujeitas à tração centrada, de acordo com as especificações do AISI/07, quanto ao LRFD, a resistência à tração,  $\phi_t T_n$ , é dada por:

$$T_d = \phi_t T_n = \phi_t A_g F_y \quad (5.1)$$

Onde:

$T_d$  = Resistência de projeto à tração da seção;

$T_n = A_g \cdot F_y$  = Resistência característica à tração da seção;

$A_g$  = Área bruta da seção transversal (sem redução);

$F_y$  = Tensão de limite de escoamento do aço.

$$\varphi_t = 0,90$$

### 5.2.2 RUPTURA DA SEÇÃO LÍQUIDA EFETIVA

Nas estruturas metálicas em geral, para que uma força em uma barra possa ser transferida para outros elementos estruturais, normalmente são utilizadas ligações parafusadas ou soldadas. Nas ligações com parafusos, os furos necessários para conexão reduzem a área da seção transversal da barra. Além desta redução, é necessário considerar a efetividade da área líquida da seção transversal. Um dos fatores mais importantes que influencia a efetividade da seção líquida é a distribuição do material na seção transversal da ligação. Nesta região, teremos parte do material da seção não ligada e conseqüentemente forças concentradas em apenas parte da seção transversal na região da ligação. Assim é criada uma distribuição de tensões não uniforme nesta região e o fluxo de tensões mostrado na Figura 5-3. Isto resulta em tensões elevadas nos elementos ligados, podendo reduzir a resistência da seção.

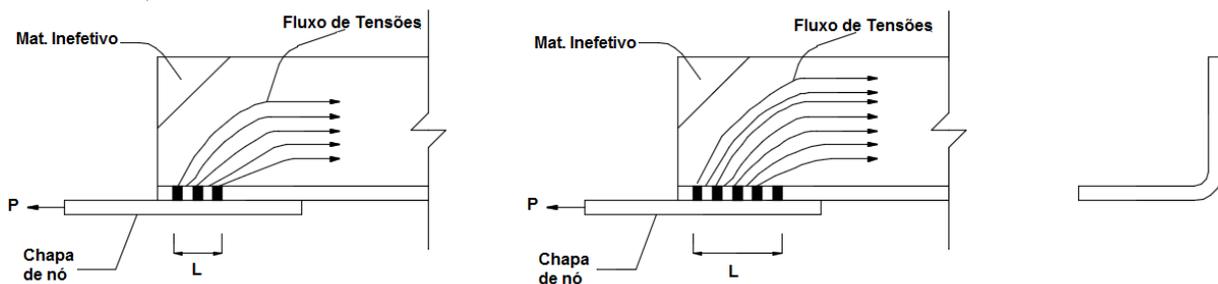


Figura 5-3 - Perturbações nas tensões devido aos furos (ligação curta e ligação longa)

A seguir estão apresentados os critérios de verificação do AISI/07 para elementos conectados por parafusos e solda, bem como os fatores de redução da resistência da chapa para as diferentes situações.

#### 5.2.2.1 SEM LIGAÇÕES

Considerando uma região distante da conexão (solda ou parafusos), a seção deve resistir à ruptura segundo o seguinte critério:

$$T_d = \varphi T_n = \varphi A_n F_u \quad (5.2)$$

Onde:

$T_d$  = Resistência de projeto à tração da seção;

$T_n = A_n \cdot F_u$  = Resistência característica a tração da seção;

$A_n$  = Área líquida da seção transversal distante dos parafusos;

$F_u$  = Tensão de resistência à ruptura por tração do aço;

$\varphi = 0,75$

A área líquida  $A_n$  é determinada a partir da área da seção transversal, descontando-se a área tomada pelos furos. O diâmetro do furo é determinado em função do diâmetro do parafuso, acrescentando-se uma folga para ajuste de montagem, conforme a seguir:

$\phi = d + 1/32"$  (0.8 mm), para  $d < 1/2"$  (12.7 mm)

$\phi = d + 1/16"$  (1.6mm), para  $d \geq 1/2"$  (12.7 mm)

### 5.2.2.2 LIGAÇÃO PARAFUSO

Nesse tópico serão tratados juntamente com os perfis as chapas de ligação, sendo o mesmo assunto retornado no Capítulo 10, com maior detalhamento. A ruptura da área líquida efetiva se deve principalmente à concentração de tensões causada por:

- Presença de furos;
- Força concentrada localizada transmitida pelos parafusos para os elementos da seção;
- Existência ou não de arruelas sobre a cabeça do parafuso e/ou porca.

Primeiramente, a norma prescreve o espaçamento mínimo entre parafusos, bem como o espaçamento mínimo entre parafusos e as bordas livres da peça. Sendo assim, a distância mínima entre o centro dos parafusos é  $3d$ , bem como a distância mínima entre o centro do parafuso e a borda livre da peça é  $1,5d$ . Portanto, a distância livre entre dois parafusos não deve ser inferior à  $2d$ , e a distância mínima livre entre um parafuso a borda livre da peça é  $d$ , em que  $d$  representa o diâmetro nominal do parafuso.

As chapas de maior espessura, no que se refere a ligações, tem um comportamento similar aos perfis laminados. Desta forma, para estruturas de chapa maior ou igual a 4,76 mm (3/16") deverão ser obedecidas as prescrições do AISC. Para espessuras de chapa menores que 4,76 mm, a resistência à tração de projeto é dada por:

$$T_d = \varphi \cdot T_n = \varphi \cdot A_n F_t \quad (5.3)$$

Onde:

$T_d$  = Resistência de projeto à tração da seção;

$T_n$  = Resistência característica a tração da seção;

$A_n$  = Área líquida da seção transversal distante dos parafusos;

$F_t$  = Tensão reduzida de resistência à ruptura por tração do aço, que varia de acordo com as situações que serão descritas abaixo, podendo chegar ao máximo no valor de  $F_u$ ;

$\phi$  = Coeficiente de segurança para LRFD que varia de acordo com as situações que serão descritas abaixo.

(1) Para as condições em que chapas apresentam parafusos não dispostos de forma escalonada:

(1.1) Quando são colocadas arruelas sob as cabeças do parafuso e das porcas:

$$F_t = \left(1 - 0,9r + 3r \frac{d}{s}\right) F_u \leq F_u \quad (5.4)$$

Onde:

$\phi = 0,65$  para ligações com dois planos de cisalhamento;

$\phi = 0,55$  para ligações com plano cisalhamento simples;

(1.2) Quando não são colocadas arruelas sob as cabeças do parafuso e da porca, ou somente uma arruela é colocada sob a cabeça do parafuso e da porca:

$$P_n = \left(1 - r + 2,5r \frac{d}{s}\right) F_u A_n \quad (5.5)$$

Onde:

$\phi = 0,65$

(1.3) Quando há uma linha composta por vários parafusos paralelo à força de tração

$$F_t = F_u \quad (5.6)$$

Onde:

$\phi = 0,65$

$r$  = força transmitida pelo parafuso ou parafusos na seção considerada dividida pela força de tração na barra naquela seção. Se  $r \leq 0,2$ , deve-se tomar  $r$  igual a zero nas equações (5.4) e (5.5).

$s$  = espaçamento de furos na direção perpendicular à linha de ação das tensões. No caso de existir apenas um parafuso na seção considerada,  $s$  deve ser tomada como a largura da chapa ou peça. Veja a figura abaixo:

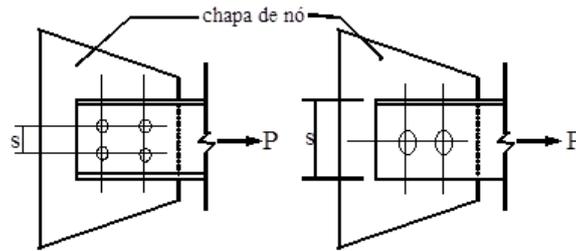


Figura 5-4 – Determinação ‘s’

$d$  = diâmetro nominal do parafuso;

$F_u$  = limite de resistência a tração do aço ;

$F_y$  = limite de escoamento do aço.

As equações (5.4) e (5.5), seguem condições anteriormente impostas pelo AISI. Porém, o AISI/07 passou a adotar  $r = 1$  na resistência à ruptura da seção líquida, para um parafuso ou uma linha perpendicular à linha de força. Além disso, a consideração de  $r \leq 0,2$  fora substituída pela consideração de linha paralela à linha da força composta por múltiplos parafusos. Assim, as equações citadas foram reescritas das seguintes formas:

$$P_n = \left(0,1 + 3 \frac{d}{s}\right) F_u A_n \quad (5.7)$$

$$P_n = \left(2,5 \frac{d}{s}\right) F_u A_n \quad (5.8)$$

Onde o “s” nesse caso representa a largura da chapa dividida pelo número de parafusos da seção transversal que está sendo analisada. Os outros termos já foram definidos nas equações (5.4) e (5.5).

Porém, seguindo as considerações de YU, WEI-WEN, 2000, prefere-se manter as primeiras equações, já que se comportam de forma mais conservadora, bem como por ser adotada pela NBR 14762:2010, a qual substitui os valores entre parênteses por um coeficiente  $C_t$ .

(2) Para as condições em que chapas apresentam parafusos dispostos de forma escalonada:

Sendo  $F_t$  definido para a existência ou não de arruelas sob as cabeças dos parafusos e das porcas, como para os casos de parafusos não escalonados (equações (5.4) e (5.5)), ou seja:

$$F_t = \left(1 - 0,9r + 3r \frac{d}{s}\right) F_u \quad \text{com arruelas} \quad (5.9)$$

$$F_t = \left(1 - r + 2,5 \frac{d}{s}\right) F_u \quad \text{sem arruelas} \quad (5.10)$$

Onde:

$$\varphi = 0,65$$

$$A_n = 0,9 \left[ A_g - n_b d_h t + \left( \frac{\sum s'^2}{4g} \right) t \right] \quad (5.11)$$

$s'$  = distância longitudinal entre os centro de dois furos consecutivos;

$g$  = distância transversal entre o centro de dois furos consecutivos;

$n_b$  = número de furos da seção transversal analisada;

$d_h$  = diâmetro padrão do furo.

(3) Para outras condições:

Para os perfis de chapas dobradas, a distância do centro de gravidade da seção transversal ao plano cortante  $\bar{x}$ , influencia na resistência à ruptura da seção líquida, bem como o comprimento L do segmento composto pelos parafusos, paralela à força de tração. Sendo assim tem-se:

$$T_d = \varphi A_e F_u \quad (5.12)$$

$$A_e = U A_n \quad (5.13)$$

Onde  $\varphi = 0,65$ .

(3.1) Quando todos os elementos componentes da seção estão ligados  $U = 1,0$  (ver figura abaixo):

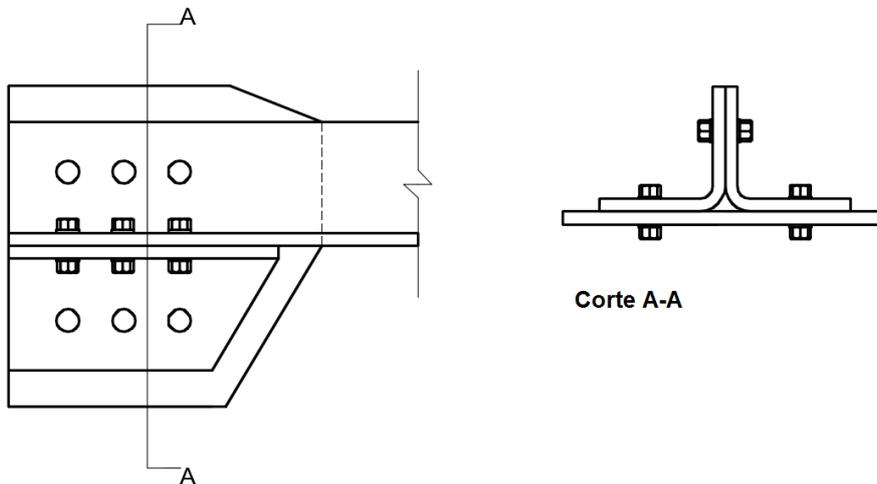


Figura 5-5 - Exemplo de todos os elementos da seção ligados

(3.2) Para perfis formados por perfis cantoneiras compostas por dois ou mais parafusos distribuídos na linha da força:

$$0,4 \leq U = 1 - \frac{1,2\bar{x}}{L} \leq 0,9 \quad (5.14)$$

$L$  = comprimento longitudinal da solda;

$\bar{x}$  = distância do centro de gravidade da seção transversal da peça ao plano cortante.

(3.3) Para perfis formados por perfis  $U$  compostos por dois ou mais parafusos distribuídos na linha da força:

$$0,5 \leq U = 1 - \frac{0,36\bar{x}}{L} \leq 0,9 \quad (5.15)$$

### 5.2.2.3 LIGAÇÃO SOLDADA

A resistência à ruptura à tração de peças soldadas para qualquer elemento plano (isolado ou componente de um perfil) ligado na extremidade por soldas longitudinais ao longo de ambas as bordas paralelas à força de tração (o comprimento “ $l$ ” das soldas não deve ser inferiores à largura das chapas) é dado por:

$$T_d = \varphi A_e F_u \quad (5.16)$$

$$A_e = U \cdot A \quad (5.17)$$

Onde  $\varphi = 0,60$ .

(a) Quando a tensão é transmitida apenas por soldas transversais:

$$U = 1,0;$$

$A$  = área diretamente conectada entre os elementos.

(b) Quando a tensão é transmitida apenas por soldas longitudinais ou longitudinais em conjunto com transversais:

$U = 1,0$ , quando todos os elementos da seção estão ligados;

$A$  = área da seção transversal

(c) Para perfis formados por perfis cantoneiras:

$$0,4 \leq U = 1 - \frac{1,2\bar{x}}{L} \leq 0,9 \quad (5.18)$$

(d) Para perfis formados por perfis  $U$ :

$$0,5 \leq U = 1 - \frac{0,36\bar{x}}{L} \leq 0,9 \quad (5.19)$$

Onde:

$L$  = comprimento longitudinal da solda

$\bar{x}$  = distância do centro de gravidade da seção transversal da peça ao plano cortante.

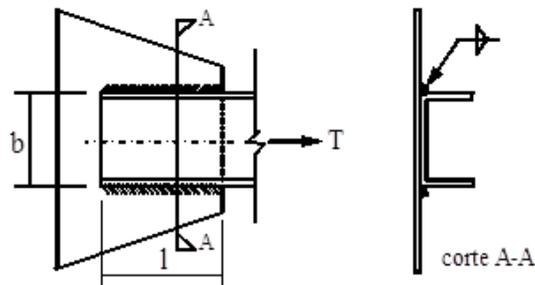


Figura 5-6 - Exemplo de ligação soldada

### 5.3 BARRAS DE SEÇÃO COMPOSTA TRACIONADAS AXIALMENTE

As barras de seção composta ocorrem com grande frequência em estruturas metálicas. As seções compostas frequentemente usadas à tração são aquelas apresentadas na Figura 5-1 e outras, como por exemplo uma cantoneira dupla.

Na verificação dos perfis tracionados axialmente, com seção transversal composta, os estados limites discutidos neste capítulo devem ser verificados, bem como a verificação de esbeltez, mesmo que o AISI/07 não apresente um critério para o dimensionamento, adotar-se-á neste texto uma esbeltez fictícia para o eixo não comum. Assim:

$$\lambda_y' = \sqrt{\lambda_l^2 + \lambda_y^2} \quad (5.20)$$

$$\lambda_x = l_x / i_x \quad (5.21)$$

Onde:

$\lambda_y'$  = esbeltez fictícia na direção y;

$\lambda_l$  =  $L_l / i_{min}$ ;

$\lambda_y$  =  $l_y / i_y$ ;

$l_x, l_y$  = comprimento de flambagem na direção x e y respectivamente;

$i_x, i_y$  = raio de giração nas direções x e y respectivamente;

$L_l$  = distância entre pontos travados internamente;

$i_{min}$  = raio de giração mínimo de um perfil isolado;

Assim a esbeltez máxima será dada por:

$$\lambda_{max} = \text{máximo} \{ \lambda_x, \lambda_y \}$$

## 5.4 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

As barras tracionadas devem possuir uma rigidez mínima, de modo a evitar deformações e/ou vibrações excessivas durante a montagem e durante a vida útil da estrutura. Para garantir esta rigidez, o AISI/07 recomenda uma esbeltez máxima de 300. Porém não limita a esse valor. Isso deve ao fato da limitação da esbeltez de peças tracionadas está associada ao tipo de serventia a qual será destinada, podendo em algumas situações ser maiores ou menores do que esse valor. Visto isso, preferiu-se adotar para este trabalho considerações anteriormente adotadas pelo AISI:

1. Peças principais:  $\lambda_{\max} \leq 240$
2. Peças secundárias:  $\lambda_{\max} \leq 300$

Barras principais são barras cuja ruína pode comprometer imediatamente a segurança da estrutura, tais como diagonais, montantes de treliças. Barras secundárias são barras cuja ruína nem sempre compromete a segurança da estrutura tais como barras de contraventamento, barras de travamento. Nesses casos a esbeltez pode ser maior, uma vez que o reforço tem a possibilidade de ser executado antes da ruína global da estrutura.

## 5.5 INFLUÊNCIA DO TRABALHO A FRIO NA RESISTÊNCIA DOS PERFIS

As propriedades mecânicas de perfis de aço submetidas ao trabalho a frio podem vir a apresentar diferenças substanciais quando comparadas às propriedades antes da realização do trabalho. Tais diferenças são verificadas no acréscimo de resistência ao escoamento e ruptura, sendo o primeiro ganho muito maior que o segundo, e perda de ductilidade do material pós-trabalho a frio.

A influência do trabalho a frio na resistência dos perfis fora estudada por Chajes, Britevic, Winter, Karren, e Uribe na Universidade de Cornell nos anos de 1960, os quais chegaram na conclusão de que incremento proporcionado pelo estiramento a frio deve-se aos efeitos de tensão de encruamento e de tensão de envelhecimento. O primeiro representa um aumento do limite de proporcionalidade devido as tensões impostas inicialmente terem alcançados o fase de encruamento e o segundo representa o efeito da não-compressão imediata na peça após a retirada da tensão deformante. Sendo assim, tem-se como resultado o seguinte gráfico:

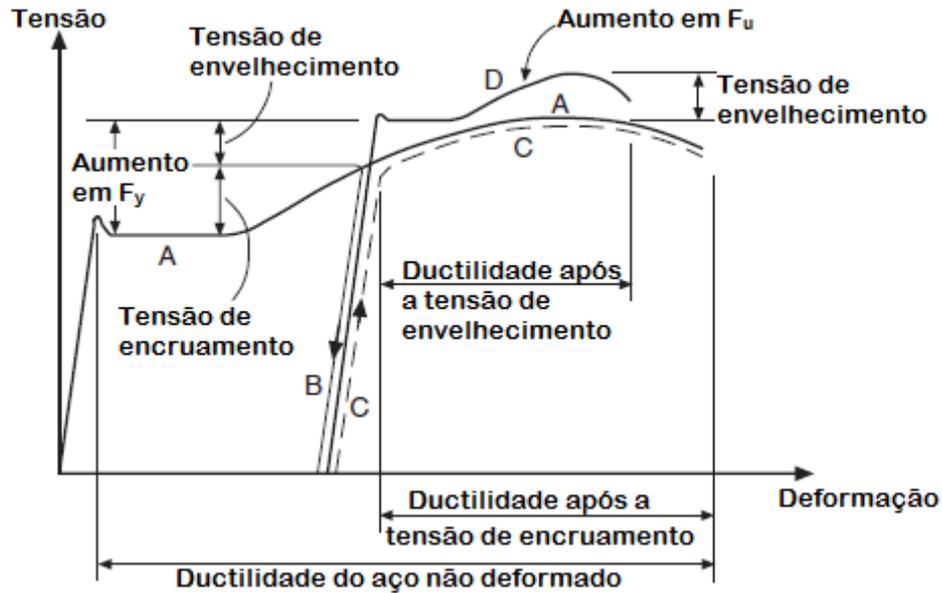


Figura 5-7 - Efeito da tensão residual e da tensão de envelhecimento nas propriedades do perfil

Tendo em vista isso, o AISI/07 permite, segundo o item A7.2, a utilização do incremento nos cálculos da resistência de perfis para tração, flexão (excetuando o procedimento II citado no item 7.2 desse texto), compressão centrada e flexo-compressão, substituindo  $F_y$  por  $F_{ya}$ . O limite para a utilização desse método é definido a seguir:

- 1) Para perfis submetidos à compressão centrada e/ou perfis submetidos à flexão, em que há redução de comprimento efetivo segundo o Capítulo 4, é permitido o dimensionamento desses perfis utilizando uma tensão resistente ao escoamento  $F_{ya}$ , segundo um dos métodos a seguir:
  - a. ensaios da seção total segundo o Capítulo F3.1 (a) do AISI/07;
  - b. ensaio de ponta de colunas segundo o Capítulo F3.1 (b) do AISI/07;
  - c. cálculo de acordo com as seguintes equações:

$$F_{ya} = CF_{yc} + (1 - C)F_{yf} \leq F_{uv} \quad (5.22)$$

$$F_{yc} = \frac{B_c F_{yv}}{\left(\frac{R}{t}\right)^m} \quad (5.23)$$

$$B_c = 3,69 \left(\frac{F_{uv}}{F_{yv}}\right) - 0,819 \left(\frac{F_{uv}}{F_{yv}}\right)^2 - 1,79 \quad (5.24)$$

$$m = 0,192 \left(\frac{F_{uv}}{F_{yv}}\right) - 0,068 \quad (5.25)$$

Onde:

$F_{ya}$  = tensão média da seção ou parede comprimida do perfil;

$C$  = para perfis submetido à compressão centrada, representa a razão entre a área total das partes curvas pela área total do perfil, enquanto que para perfis flexionados, é a razão entre as áreas das partes curvas que compõe a parede comprimida e a área total da parede;

$F_{yc}$  = tensão de escoamento da parte curva;

$F_{Yv}$  = tensão de escoamento do aço antes do efeito do trabalho a frio, podendo ser obtido experimentalmente segundo o item F3.3 do AISI/07 ou valor tabelado;

$r$  = raio de curvatura interno da dobra;

$t$  = espessura da chapa;

$F_{uv}$  = tensão de ruptura do aço antes do efeito do trabalho a frio, podendo ser obtido experimentalmente segundo o item F3.3 do AISI/07 ou valor tabelado;

$F_{yf}$  = média ponderada da tensão de escoamento da parede definido experimentalmente segundo o item F3.2 ou a tensão de escoamento do aço antes do trabalho a frio.

- 2) Para perfis submetidos à tração axial, a determinação de  $F_{ya}$  pode ser feito segundo o item a. e c. citados anteriormente.

Obs.: o método c. só poderá ser aplicado, caso  $F_{uv}/F_{Yv} \geq 1,2$ ;  $R/t \leq 7$  e o ângulo interno inferior à  $120^\circ$ .

### 5.5.1 EXEMPLO 3

Determinar o ganho de resistência do perfila abaixo segundo o item 6.5, sabendo-se que  $F_{Yv} = 227,5$  MPa e  $F_{uv} = 310,3$  MPa:

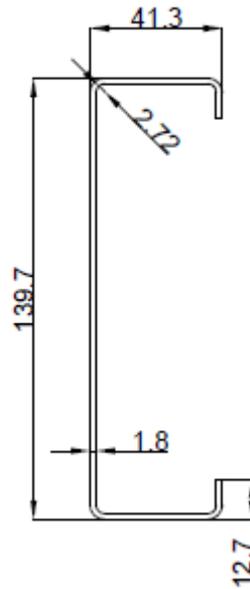


Figura 5-8 - Perfil C enrijecido

$$H = 139,7\text{mm};$$

$$B = 41,8 \text{ mm};$$

$$R = 2,72 \text{ mm};$$

$$t = 1,8 \text{ mm};$$

$$D = 12,7 \text{ mm}.$$

Obs.: os dados iniciais estão fornecidos em SI e seus múltiplos

Solução: para que o ganho de resistência gerado pelo trabalho a frio seja computado, as considerações citadas no item 6,5 devem ser consideradas, sendo assim:

$$\frac{F_{uv}}{F_{yv}} = \frac{310,3}{227,5} = 1,36 \geq 1,2 \text{ OK}$$

$$\frac{R}{t} = \frac{2,72}{1,8} = 1,51 \leq 7 \text{ OK}$$

$$\theta = 90^\circ \leq 120^\circ \text{ OK}$$

Feita as considerações, percebe-se que a equação (5.22) pode ser utilizada para a determinação da resistência média de escoamento causada pelo trabalho a frio;

a) Cálculo do  $F_{yc}$ :

$$B_c = 3,69 \left( \frac{F_{uv}}{F_{yv}} \right) - 0,819 \left( \frac{F_{uv}}{F_{yv}} \right)^2 - 1,79$$

$$= 3,69(1,36) - 0,819(1,36)^2 - 1,79 = 1,714$$

$$m = 0,192 \left( \frac{F_{uv}}{F_{yv}} \right) - 0,068 = 0,192(1,36) - 0,068 = 0,193$$

$$F_{yc} = \frac{B_c F_{yv}}{\left( \frac{R}{t} \right)^m} = \frac{(1,714)(227,5)}{(1,51)^{0,193}} = 360,12 \text{ MPa}$$

b) Determinação do  $F_{ya}$ :

$$r = R + \frac{t}{2} = 2,72 + \frac{1,8}{2} = 3,62 \text{ mm}$$

$$A_{curva} = 2 \left( \frac{\pi}{2} \right) r t = 2 \left( \frac{\pi}{2} \right) (3,62)(1,8) = 20,47 \text{ mm}^2$$

$$w = B - 2(R + t) = 41,3 - 2(2,72 + 1,8) = 32,26 \text{ mm}$$

$$A_{mesa} = A_{curva} + w t = 20,47 + (32,26)(1,8) = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$C = \frac{A_{curva}}{A_{mesa}} = \frac{20,47}{78,54} = 0,261$$

$$F_{yf} = F_{yv} = 227,5 \text{ MPa}$$

$$F_{ya} = C F_{yc} + (1 - C) F_{yf} \leq F_{uv}$$

$$F_{ya} = (0,261)(360,12) + (1 - 0,261)227,5 = 262,11 \text{ MPa} \leq F_{uv} = 310,3 \text{ MPa OK}$$

## 6 BARRAS FLETIDAS

### 6.1 INTRODUÇÃO

As vigas em estrutura metálica são utilizadas normalmente para suportar carregamento transversal e momentos aplicados. As seções transversais de chapa dobrada a frio usadas como vigas são apresentadas na Figura 6-1 abaixo:

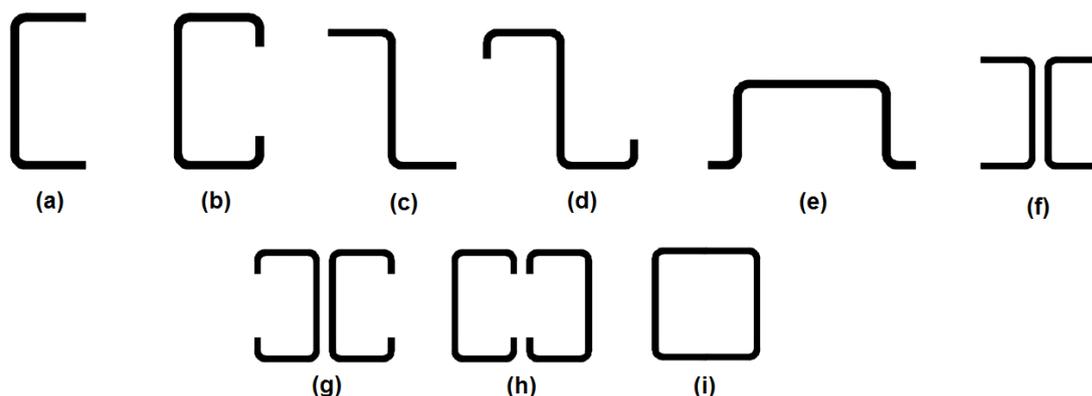


Figura 6-1 - Seções transversais usuais em chapa dobrada

As seções em “U”, mostradas na Figura 6-1-a,b, são empregadas na cobertura de galpões metálicos, hangares, e terças de fechamento em geral. O grande problema é a estabilidade à flambagem lateral, quando solicitada. Existe um inconveniente nas seções em “U”, também pelo fato do centro de torção estar excêntrico à direção da resultante das cargas aplicadas, na seção. As seções em “Z” também são instáveis quanto à flambagem lateral. As seções cartola (Figura 6-1-e) possuem razoável estabilidade lateral, porém geram cálculos trabalhosos; este problema hoje em dia já não é tão adverso devido à multiplicidade de “softwares”. As seções do tipo “T” e tipo caixa, discriminadas na Figura 6-1-f,g,h, respectivamente, possuem estabilidade lateral excelente, porém as primeiras produzem perfis mais pesados. A seção caixão fechado, apresentada na Figura 6-1-i, produz o perfil com menor consumo de aço, porém não são muito práticas, em virtude da produção em menor escala e dimensões limitadas.

O dimensionamento das barras fletidas de perfis de chapa de aço dobrada a frio, é efetuado com tratamento distinto aos elementos comprimidos enrijecidos (p.c.e.) e aos elementos comprimidos não enrijecidos (p.c.n.e.). O Capítulo 4 (Resistência e Estabilidade de Elementos Esbeltos), ensina como tratar os casos p.c.e. e p.c.n.e., para tensões constantes (geralmente mesas) e para tensões gradientes (geralmente almas). Na verdade, a parte do elemento que realmente irá resistir à tensão

atuante dependerá das condições de contorno (enrijecimento). A seção a ser dimensionada deverá atender simultaneamente, aos seguintes Estados Limites Últimos:

- 1- Flambagem local da mesa (FLM);
- 2- Flambagem local da alma (FLA);
- 3- Flambagem lateral por torção (FLT);
- 4- Flambagem local dos elementos componentes, devido ao cisalhamento;
- 5- Flambagem local dos elementos componentes, causada pela superposição de tensões normais e de cisalhamento.

Também será apresentado neste capítulo, efeitos de cargas concentradas, passíveis de causar corrugação (sanfonação) de almas. Naturalmente, as condições de carregamento e de tensão na seção a ser dimensionada se aproximarão mais de um dos estados limites, que será quem governará o dimensionamento. Geralmente, vigas longas são governadas pela flecha, vigas médias pelo momento fletor e vigas curtas pelo cisalhamento.

## 6.2 VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA (E.L.U.)

A viga, bem como os demais elementos estruturais, deve suportar as cargas capazes de gerarem a ruína estrutural, como também não ultrapassar deslocamentos os quais comprometam a função a qual fora destinada. Neste tópico será tratado a resistência ao Estado Limite Último, e o item 6.3 tratará sobre a resistência ao Estado Limite de Serviço, que se traduz nos deslocamentos máximos. No dimensionamento das vigas, são considerados os seguintes procedimentos:

**Procedimento I:** Baseado no início de escoamento. O momento de escoamento  $M_n$ , baseado na resistência característica da seção, é determinado como a seguir:

$$M_n = S_e \cdot F_y \quad (6.1)$$

$$M_d = \varphi_f M_n \quad (6.2)$$

Onde:

$M_d$  = momento de escoamento de projeto;

$F_y$  = tensão de escoamento de projeto;

$S_e$  = módulo elástico da seção, calculado com a fibra mais externa submetida à tensão  $F_y$ ;

$\varphi_f = 0,95$  para seções comprimidas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas;

$\varphi_f = 0,90$  para seções comprimidas não enrijecidas.

**Procedimento II:** Baseado na reserva de capacidade inelástica. Este procedimento poderá ser usado, se satisfeitas as seguintes condições:

- (a)- A barra não estar submetida à torção, flambagem lateral, torcional ou flexo torcional;
- (b)- A tensão de escoamento  $F_y$  não estar majorada devido ao processo de dobramento a frio;
- (c)- A relação entre a altura da parte comprimida da alma pela sua espessura não exceder  $\lambda_1$ ;
- (d)- A força de cisalhamento não exceder o valor  $0,35 \cdot F_y$  vezes a área da alma, h.t;
- (e)- O ângulo entre qualquer alma e a vertical não exceder  $30^\circ$ .

O momento característico calculado,  $M_n$ , não deverá exceder  $1,25 \cdot S_e F_y$ , calculado como no procedimento I, nem causar deformação máxima de compressão igual a  $C_y e_y$  (a deformação de tração é livre).

Onde:

$C_y e_y$  = limite de deformação;

$e_y$  = deformação no escoamento =  $F_y/E$ ;

$E$  = módulo elástico;

$C_y$  = fator de deformação à compressão, calculado como segue:

Para elementos comprimidos enrijecidos, sem enrijecedores intermediários:

$$C_y = 3 \quad \text{Para } w/t \leq \lambda_1 \quad (6.3)$$

$$C_y = 3 - 2 \left( \frac{\frac{w}{t} - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right) \quad \text{Para } \lambda_1 \leq w/t \leq \lambda_2 \quad (6.4)$$

$$C_y = 1 \quad \text{Para } w/t \leq \lambda_2 \quad (6.5)$$

Para elementos não enrijecidos submetidos a um gradiente de tensão com extremidades comprimida e enrijecida:

$$C_y = 3 \quad \text{Para } \lambda \leq \lambda_3 \quad (6.6)$$

$$C_y = 3 - 2 \left( \frac{\lambda - \lambda_3}{\lambda_4 - \lambda_3} \right) \quad \text{Para } \lambda_3 \leq \lambda \leq \lambda_4 \quad (6.7)$$

$$C_y = 1 \quad \text{Para } \lambda \geq \lambda_4 \quad (6.8)$$

Onde:

$$\lambda_1 = \frac{1,11}{\sqrt{e_y}} \quad (6.9)$$

$$\lambda_2 = \frac{1,28}{\sqrt{e_y}} \quad (6.10)$$

$$\lambda_3 = 0,43 \quad (6.11)$$

$$\lambda_4 = 0,673(1 + \psi) \quad (6.12)$$

$\psi$  = valor definido pela equação (4.17).

$\lambda$  = valor definido pela equação (4.14).

Para elementos sem enrijecedores submetidos a um gradiente de tensão com ambas as extremidades comprimidas,  $C_y = 1$ ;

Para elementos sem enrijecedores submetidos a um gradiente de tensão com ambas as extremidades comprimidas,  $C_y = 1$ ;

Para elementos com múltiplos enrijecedores, e enrijecedores de borda,  $C_y = 1$ .

O momento característico deverá ser calculado considerando equilíbrio de tensões, assumindo diagrama elastoplástico na seção, tanto na zona comprimida, quanto na tracionada.

### 6.2.1 EXEMPLO 4

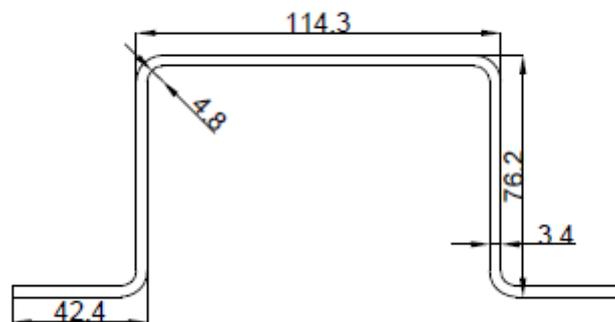


Figura 6-2 - Perfil cartola

Determinar o momento resistente baseado na reserva inelástica do material proposto pelo procedimento 2 para o perfil acima cuja tensão de escoamento  $F_y = 345$  MPa e a mesa superior encontra-se comprimida.

$$H = 76,2\text{mm};$$

$$B = 114,3 \text{ mm};$$

$$R = 4,8 \text{ mm};$$

$$t = 3,4\text{mm};$$

$$D = 42,4 \text{ mm.}$$

Obs.: os dados iniciais estão fornecidos em SI e seus múltiplos

Solução: primeiramente realiza-se o cálculo da máxima deformação de compressão:

a) determinação da máxima deformação causada pela flexão aplicada

$$\lambda_1 = \frac{1,11}{\sqrt{e_y}} = \frac{1,11}{\sqrt{\frac{F_y}{E}}} = \frac{1,11}{\sqrt{\frac{345}{203000}}} = 26,96$$

$$\lambda_2 = \frac{1,28}{\sqrt{e_y}} = \frac{1,28}{\sqrt{\frac{F_y}{E}}} = \frac{1,28}{\sqrt{\frac{345}{203000}}} = 31,05$$

$$\frac{w}{t} = \frac{b}{t} = \frac{B - 2(R + t)}{t} = \frac{(114,3) - 2(4,8 + 3,4)}{(3,4)} = 28,79$$

Como  $26,96 = \lambda_1 < \frac{w}{t} < \lambda_2 = 31,05$ , tem-se:

$$C_y = 3 - 2 \left( \frac{\frac{w}{t} - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right) = 3 - \frac{2((28,79) - (26,96))}{31,05 - 26,96} = 2,10$$

Sendo assim a máxima deformação de compressão que a fibra mais comprimida pode sofrer é 2.10 vezes maior que a deformação de início de escoamento. Sendo assim, a partir do centro geométrico da peça é definido o diagrama tanto o gradiente de tensão a qual o perfil encontra-se submetido, bem como a deformação ao longo de toda seção.

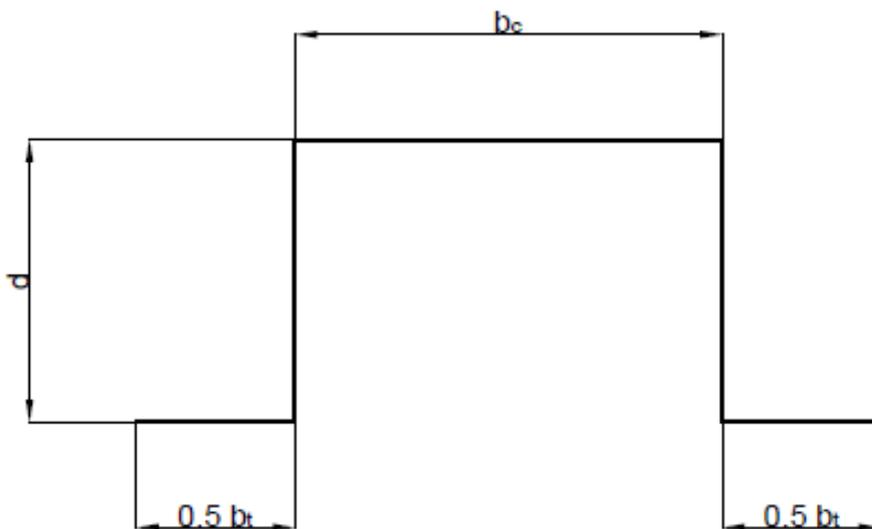


Figura 6-3 - Linha equivalente

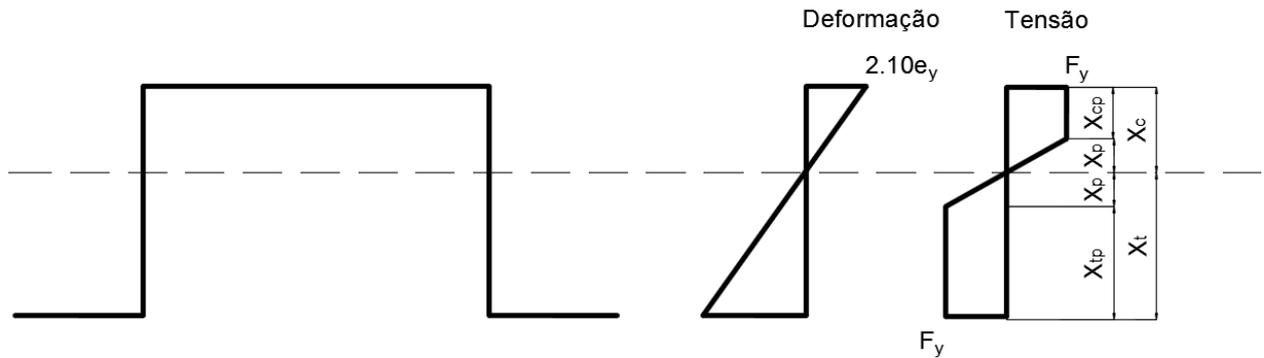


Figura 6-4 - Análise tensão/deformação do perfil

$$t = 3,4 \text{ mm}$$

$$b_t = 2D = 2(42,4) = 84,8 \text{ mm.}$$

$$b_c = B = 114,3 \text{ mm}$$

$$x_c = \frac{1}{4}(b_t - b_c + 2d) = \frac{1}{4}((84,8) - (114,3) + 2(76,2)) = 30,73 \text{ mm}$$

$$x_p = \frac{x_c}{C_y} = \frac{30,73}{2,10} = 14,63 \text{ mm}$$

$$x_t = d - x_c = 76,2 - 30,73 = 45,47 \text{ mm}$$

$$x_{cp} = x_c - x_p = 30,73 - 14,63 = 16,1 \text{ mm}$$

$$x_{tp} = x_t - x_p = 45,47 - 14,63 = 30,84 \text{ mm}$$

$$M_n = F_y t (b_c x_c + 2x_{cp} (x_p + \frac{x_{cp}}{2}) + \frac{4}{3} x_p^2 + 2x_{tp} (x_p + \frac{x_{tp}}{2}) + b_t x_t)$$

$$= (345000) \left( \frac{3.4}{1000} \right) \left( \begin{aligned} & \left( \frac{114.3}{1000} \right) \left( \frac{30.73}{1000} \right) + 2 \left( \frac{16.1}{1000} \right) \left( \frac{14.63}{1000} + \frac{16.1}{2000} \right) \\ & + \frac{4}{3} \left( \frac{14.63}{1000} \right)^2 + 2 \left( \frac{30.84}{1000} \left( \frac{14.63}{1000} + \frac{30.84}{2000} \right) \right) + \left( \frac{84.8}{1000} \right) \left( \frac{45.47}{1000} \right) \end{aligned} \right) = 12.01 \text{ kNm}$$

No entanto, como fora dito no item 6.2, na parte referente ao processo em questão, o momento atuante não pode superar  $1.25 S_e F_y$ . Para o caso, o módulo resistente do perfil não apresenta redução da área devido à flambagem local (essa verificação pode ser feita de forma semelhante ao procedimento realizado no item 4.5) sendo assim para o perfil em questão:

$$M_n = 1.25 S_e F_y = 1.25 (2.48 \times 10^{-5}) (345000) = 8.57 \text{ kNm}$$

Com esse valor, o  $M_n = 8.57 \text{ kNm}$ .

Obs.: é importante destacar que as condições descritas no item 6.2 devem ser analisadas antes da realização deste cálculo. Como o exemplo tem caráter explicativo, conclui-se que as condições referentes (a), (b), (c), (d) e (e) foram atendidas, sendo (c) facilmente calculada e as demais definidas para o desenvolvimento do exercício. Sendo assim, para o caso do item (c) tem-se:

$$(x_c - r - \frac{t}{2}) / t = (30,73 - 6,5 - 3,4/2) / 3,4 = 6,6 < \lambda_1 = 26,96 \text{ OK}$$

## 6.2.2 VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM DOS ELEMENTOS ESBELTOS (FLM E FLA)

### 6.2.2.1 VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM LOCAL DA MESA (FLM)

O processo de verificação da resistência da mesa e da alma submetidas à compressão, consiste em definir a área efetiva da seção e conseqüentemente o momento de inércia referente à esta. Mas como saber a área a ser retirada do elemento esbelto, se para tal precisamos do nível de tensão, e este depende do momento, que é incógnita? A resposta para isto fica clara quando se arbitra a tensão de escoamento nas fibras mais extremas, o que vai de acordo com a hipótese de cálculo.

#### a) Mesas Com Paredes Comprimadas Não Enrijecidas (p.c.n.e.)

As seções mais utilizadas como vigas de paredes comprimidas não enrijecidas são apresentadas na Figura 6-5, abaixo:

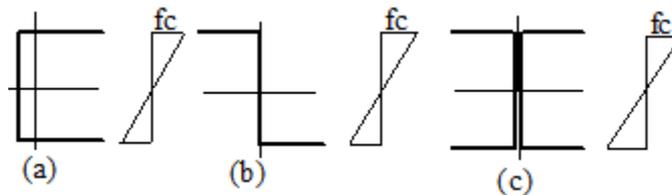


Figura 6-5 - Vigas com paredes comprimidas não enrijecidas (p.c.n.e.)

Quando a flambagem local da mesa ocorre, há uma rotação da mesma, levemente resistida pela junção com a alma, como mostra a Figura 6-6.

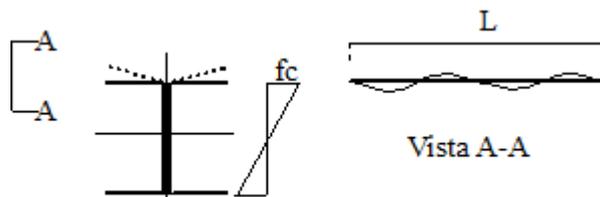


Figura 6-6 - Flambagem local da mesa (FLM)

No tratamento dado a mesas com paredes comprimidas não enrijecidas, assume-se tensão de escoamento nas fibras comprimidas e retira-se a área inutilizada por tal tensão, achando-se a largura efetiva da mesa, conforme explica o Capítulo 4 deste texto.

**b) Mesas Com Paredes Comprimidas Enrijecidas (pce)**

As seções mais utilizadas em vigas de paredes comprimidas enrijecidas são mostradas na Figura 6-7. De acordo com o capítulo 4 - Resistência e Estabilidade de Elementos Esbeltos, haverá, na região central da mesa, um decréscimo da tensão, uma vez que ali não ocorre a mesma resistência às forças normais de compressão na mesa. Em termos práticos, para o dimensionamento e para a verificação de perfis com mesas comprimidas enrijecidas, considera-se a inexistência de massa numa certa região central da mesa, a depender do índice de esbeltez da mesma; sendo assim, a porção da mesa que realmente estará resistindo (porção efetiva), é aquela próxima às curvas que dão acesso à alma e ao enrijecedor de borda. É até mesmo intuitivo o processo de perda de efetividade da mesa, quando a mesma sofre um “embarrigamento” no centro, enquanto que a vizinhança das dobras fica mais rígida.

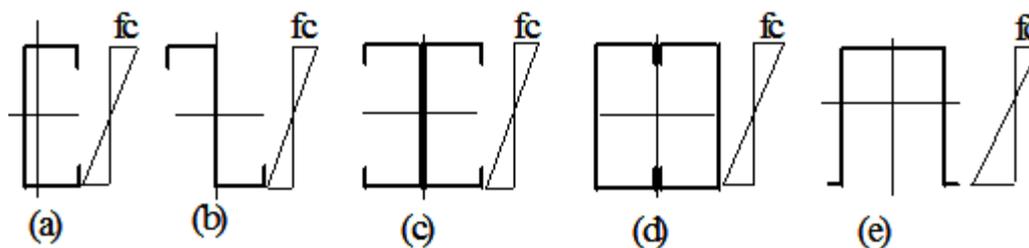


Figura 6-7 - Vigas com paredes comprimidas enrijecidas (p.c.e.)

O tratamento dedicado a mesas comprimidas enrijecidas dependerá da posição da linha neutra. Ocorre que para a determinação da efetividade da mesa é necessário conhecer o fator de esbeltez  $\lambda$ , que é calculado para um nível de tensão  $f$  nas fibras mais comprimidas. Em vista disto, o seguinte roteiro deve ser seguido:

1- Nas seções em que a linha neutra se aproxima mais das fibras tracionadas, o escoamento ocorrerá primeiramente nas fibras comprimidas, logo a tensão  $f$  necessária para calcular o índice de esbeltez  $\lambda$  deve ser tomada como  $F_y$ .

2- Nas seções onde a linha neutra se aproxima mais das fibras comprimidas, o escoamento começará na zona tracionada; sendo assim a tensão  $f$  na zona comprimida será inferior a  $F_y$ , e deverá ser calculada para o momento causador do escoamento, ou seja,  $F_y$  nas fibras tracionadas. O nível de tensão  $f$  na compressão depende da posição da linha neutra e essa depende da largura efetiva da mesa.

Isto torna o problema iterativo manualmente trabalhoso, porém facilmente resolvido com uso de computadores para a realização desse processo

Similarmente ao caso p.c.n.e., será calculada a porção da mesa que está trabalhando e absorvendo a tensão de compressão. O capítulo 4 deste livro indica com detalhes como encontrar a efetividade da mesa, para o caso p.c.e.

### 6.2.2.2 VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA (FLA)

O tratamento dado a almas prevê a retirada de duas parcelas de comprimentos  $b_1$  e  $b_2$  respectivamente, da região comprimida da alma. O Capítulo 4 deste livro nos ensina a calcular as quantidades  $b_1$  e  $b_2$ .

Se a soma  $b_1 + b_2$  for maior que o comprimento plano comprimido da alma, naturalmente não haverá retirada de área e a área poderá ser assumida como totalmente efetiva. Se, por outro lado, a soma  $b_1 + b_2$  for menor que o comprimento plano comprimido da alma, haverá retirada de área e conseqüentemente a linha neutra mudará de posição. O procedimento para a determinação da posição da linha neutra é iterativo, e segue o fluxograma da Figura 6-8

Dados iniciais para a utilização do fluxograma:

$$b_1 + b_2 = B_1$$

$Y_{cg}$  = Coordenada do centro de gravidade com o eixo x, tomado no topo do perfil;

$A$  = Área inicial do perfil;

Obs.: A quantidade  $b_1 + b_2$  adotada é aquela que estabiliza o processo iterativo, e a posição da linha neutra dependerá dela.

### 6.2.2.3 MOMENTO DE CÁLCULO DEVIDO A FLM E FLA

Todo o procedimento dedicado a analisar a efetividade dos elementos esbeltos tem o objetivo de encontrar a efetividade da seção transversal como um todo. Deste modo é possível computar o momento de inércia efetivo da seção, que por sua vez será usada para o cálculo do módulo elástico da mesma. O cálculo do momento nominal baseado no início de escoamento é calculado conforme o procedimento I do item 6.2, lembrando que o módulo resistente é calculado para um momento de inércia efetivo da seção total,  $I_x$ , considerando resistência da alma e da mesa.

O coeficiente de segurança  $\phi_b$  é calibrado de acordo com as condições de enrijecimento da mesa:

$$\phi_b = 0.90, \text{ para mesas comprimidas não enrijecidas}$$

$\varphi_b = 0.95$ , para mesas comprimidas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas

O momento de cálculo, portanto, será calculado conforme a equação abaixo:

$$M_{d1} = \varphi_b \cdot M_n = \varphi_b \cdot \frac{I_x}{Y_{cg}} \cdot F_y \quad (6.13)$$

Diante do que fora explicado nos itens 6.2.2.1 e 6.2.2.2 a determinação da largura efetiva apresenta um problema. A largura efetiva  $b$  depende da tensão atuante na parede. No entanto esta tensão depende da posição da linha neutra do perfil e esta última depende obviamente da largura efetiva, uma vez que a redução da largura da parede altera o momento de inércia da seção. No caso de barras fletidas em que o diagrama de tensões tem a forma da Figura 4-11, o cálculo pode incorrer em alguns casos a seguir:

a.1) Linha neutra mais próxima da fibra mais tracionada: neste caso a fibra mais comprimida estará com uma tensão maior que a tensão da fibra mais tracionada. A mesa comprimida pode estar solicitada a uma tensão  $f_c = F_y$ . Se a mesa comprimida sujeita a esta tensão não necessitar ser reduzida ( $\lambda \leq 0,673$ ), é óbvio que para uma tensão menor também não será. Se com a tensão  $F_y$ ,  $\lambda$  for maior que 0,673 então a mesa será reduzida ( $b = \rho_w$ ) e uma nova inércia e nova posição da linha neutra deverá ser calculada. A escolha da finalização do processo irá depender das ferramentas disponíveis ao projetista, bem como, quão preciso os cálculos devem ser. É considerável satisfatório limitar o erro da posição da neutra calculada e a linha neutra real em 5 %, fato percebível, muitas vezes, quando a nova linha neutra não ultrapassa metade da altura da seção,

a.2) Linha neutra mais próxima da mesa comprimida: neste caso, a tensão de escoamento estará atuando na fibra mais tracionada e, portanto, a tensão máxima de compressão  $f_c$  será menor que  $F_y$ . Portanto não se sabe o valor exato da tensão de compressão. Para calcular é necessário arbitrar-se um valor de tensão e determinar a largura efetiva correspondente. Com este valor, calcula-se o novo momento de inércia e nova posição da linha neutra. De posse destes valores, a nova tensão de compressão deve ser calculada. Repete-se então o processo até a estabilização da solução, ou seja, até que se tenha uma convergência para o valor da tensão atuante.

b) Determinação dos deslocamentos: a determinação de flechas pode ser feita de duas maneiras segundo o item B2.1.b AISI/07. Sendo o método I mais simples, diferindo apenas do método utilizado para ruptura na questão da substituição do  $f$  por  $f_d$ , onde  $f_d$  é a tensão atuante como base na seção efetiva para determinação de deslocamentos. Pelo fato do método II ser restrito à p.c.e comprimidas uniformemente, não vamos tomá-lo com base de raciocínio. Esta tensão  $f_d$  é a tensão atuante na parede comprimida causada pelo momento de serviço, ou seja, momento sem coeficientes de majoração de

acordo com os critérios do LRFD porque estamos interessados na flecha real da estrutura. Para o cálculo também não sabemos o valor final da tensão de compressão atuante e o processo é iterativo da mesma forma descrita no caso da determinação da capacidade de carga. A diferença está no fato de que para a análise da flecha, a cada nova iteração, é necessário analisar o gradiente de tensões geradas pelo momento fletor atuante referentes à nova posição da linha neutra e sua máxima tensão de compressão, e consequentemente realizar a nova iteração.

$$F_{m\acute{a}x} \leq F_y$$

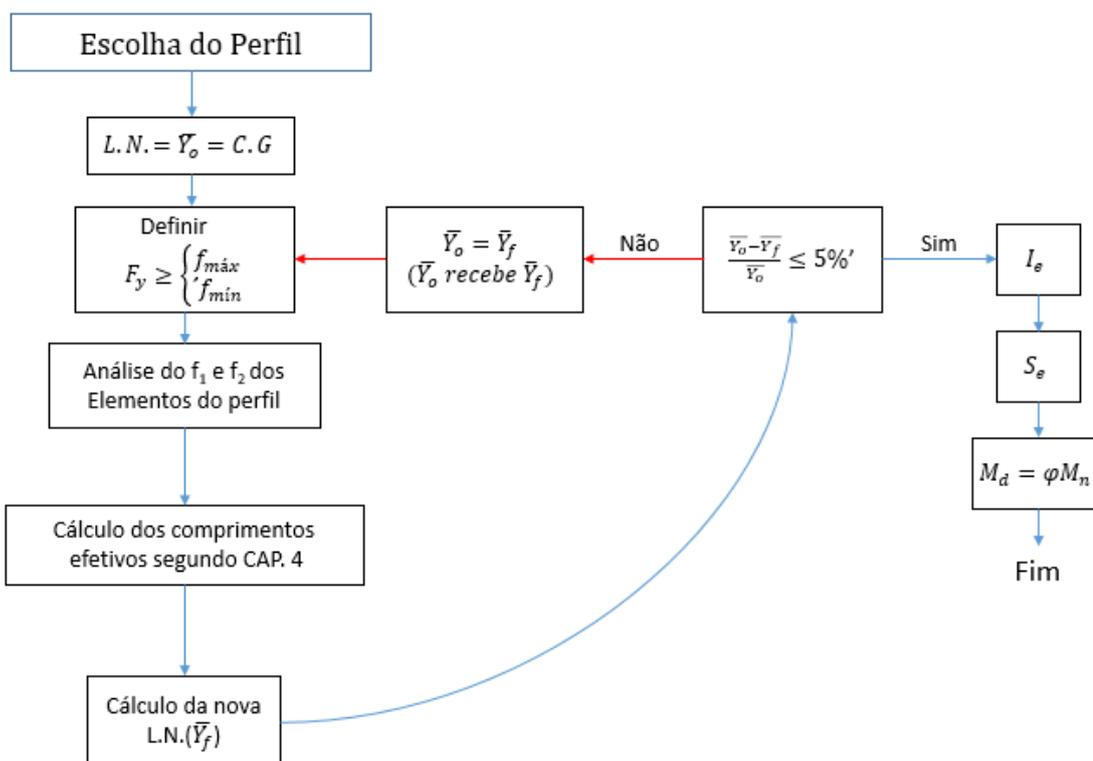


Figura 6-8 - Análise da flambagem local para momentos de projeto

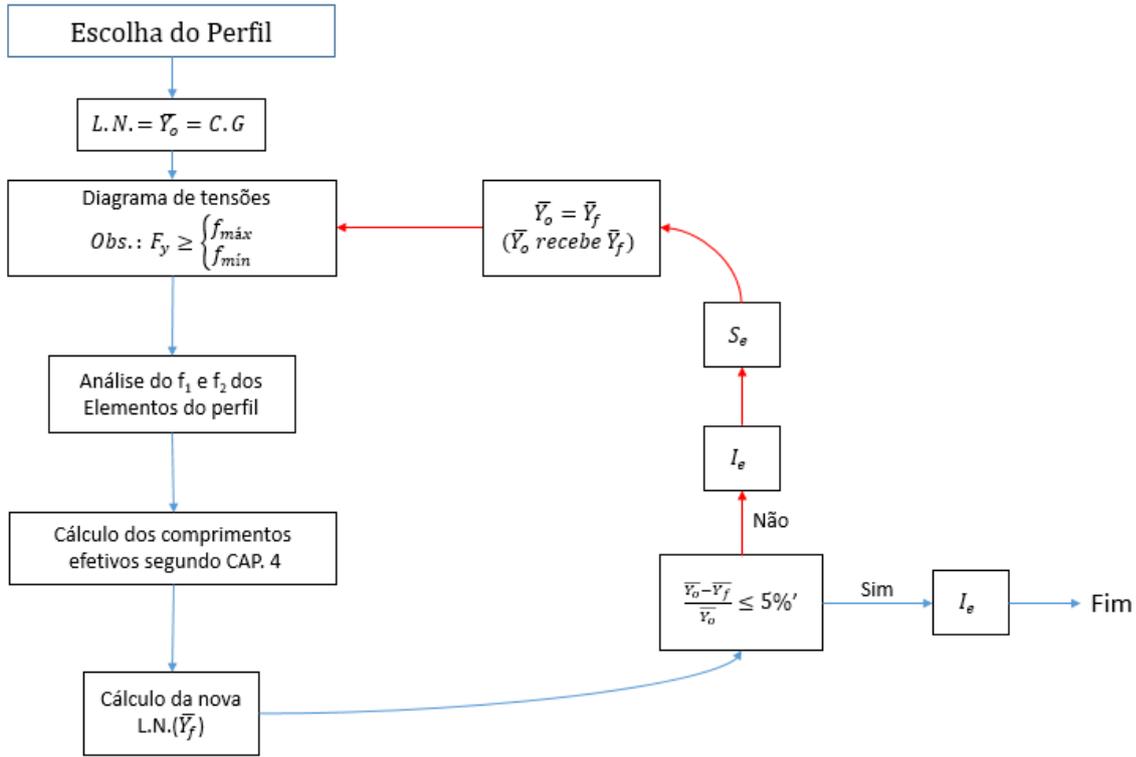


Figura 6-9-Análise da flambagem local para momentos de serviço

### 6.2.3 VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM LATERAL POR TORÇÃO

Vigas de chapa dobrada a frio, quando carregadas no plano de maior inércia, podem torcer e flambar lateralmente, especialmente quando este apresenta inércia muito superior ao perpendicular a ele. As seções mais sujeitas a este tipo de instabilidade são apresentadas na Figura 6-10.

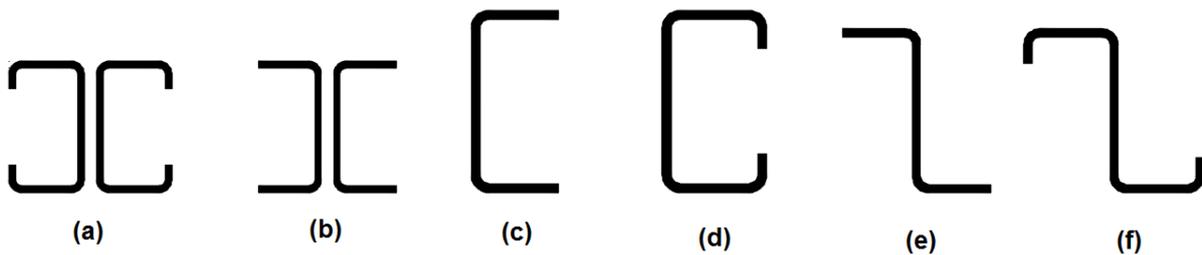


Figura 6-10 - Exemplos de vigas sensíveis à flambagem lateral por torção

O momento deve ser calculado para as seções duplamente ou simplesmente simétricas, sujeitas à flambagem lateral, nas vigas com segmentos travados lateralmente:

$$M_{d2} = \varphi_b \cdot M_n \tag{6.14}$$

$$M_n = S_c F_c \quad (6.15)$$

Onde,

$M_{d2}$  = Momento resistente de projeto devido a flambagem lateral por torção;

$M_n$  = Momento resistente nominal devido a flambagem lateral por torção;

$$\varphi_b = 0,90$$

$S_c$  = Módulo elástico da seção efetiva (com reduções) na fibra extrema comprimida.

$F_c$  = Tensão crítica atuante

Para a determinação da tensão crítica efetiva atuante na seção  $F_c$ , referente à torção lateral, deve-se analisar as seguintes condições:

**i.** Para  $F_e \geq 2,78F_y$ ;

A peça em questão não sofre flambagem por torção lateral quando submetida à flexão inferior ou igual ao momento de limite de escoamento;

**ii.** Para  $2,78F_y > F_e > 0,56F_y$ ;

$$F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10F_y}{36F_e}\right) \quad (6.16)$$

**iii.** Para  $0,56F_y \geq F_e$ ;

$$F_c = F_e \quad (6.17)$$

Onde,

$F_c$  = tensão crítica de flambagem

$F_y$  = tensão de escoamento definido da mesma forma que em capítulos anteriores;

$F_e$  = tensão crítica de flambagem lateral por torção.

A determinação do máximo momento, o qual a peça pode suportar sem sofrer flambagem lateral por torção será calculado de acordo com o tipo de seção e sua simetria, sentido do momento atuante, a tensão de início de escoamento e também com a tensão crítica de flambagem lateral por torção.

**a) Para seções simplesmente, duplamente ou simétricas ponto:**

a.1) Quando a flexão ocorre em torno do centro de simetria, tem-se respectivamente:

$$F_e = \frac{C_b r_0 A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad \begin{array}{l} \text{Para seções simplesmente} \\ \text{ou duplamente simétricas} \end{array} \quad (6.18)$$

$$F_e = \frac{C_b r_0 A}{2S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad \begin{array}{l} \text{Para seções simétrica} \\ \text{ponto} \end{array} \quad (6.19)$$

Onde seus parâmetros podem ser calculados conforme a sequência de equações abaixo:

$$C_b = \frac{12,5M_{máx}}{2,5M_{máx} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (6.20)$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2} \quad (6.21)$$

$$\sigma_{ei} = \frac{\pi^2 E}{\left(K_i L_i / r_i\right)^2} \quad (6.22)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left( GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right) \quad (6.23)$$

a.2). Quando submetido à flexão em torno do eixo perpendicular ao eixo simétrico:

$$F_e = \frac{C_s A \sigma_{ex}}{C_{TF} S_f} \left[ j + C_s \sqrt{j^2 + r_0^2 \left( \frac{\sigma_t}{\sigma_{ex}} \right)} \right] \quad (6.24)$$

$$j = \frac{1}{2} I_y \left( \int_A x^3 \cdot dA + \int_A x \cdot y^2 \cdot dA \right) - x_0 \quad (6.25)$$

$$C_{TF} = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \quad (6.26)$$

Onde:

$C_b$  = coeficiente de flexão;

$C_s$  = +1 quando o momento causa compressão no centro cisalhante do centroide

-1 quando o momento causa tração no centro cisalhante do centroide

$M_{máx}$  = máximo momento atuante em valor absoluto do vão destravado;

$M_A$  = momento atuante em valor absoluto a um quarto do vão destravado;

$M_B$  = momento atuante em valor absoluto no centro do vão destravado;

$M_C$  = momento atuante em valor absoluto a três quartos do vão destravado;

$r_0$  = raio de giração polar em relação ao centro de torção;

- $A$  = área da seção transversal não reduzida;
- $S_f$  = módulo elástico da seção não reduzida relativo a fibra comprimida mais extrema;
- $x_0$  = distância do centro de torção ao centro de gravidade, tomada como negativa;
- $r_x, r_y$  = raio de giração em relação aos eixos principais;
- $L_x, L_y, L_t$  = Comprimentos destravados da barra à compressão, para a flexão em torno dos eixos x e y, e para a torção
- $\sigma_{ei}$  = tensão de flambagem elástica de Euler em torno do eixo  $i$  considerado, como exposto na equação (6.22);
- $G$  = módulo cisalhante;
- $J$  = constante de torção de Saint Venant;
- $C_w$  = constante de empenamento por torção;
- $K_x, K_y, K_t$  = fatores de comprimento efetivo da barra destravada, para flexão em torno de x, de y e para a torção;
- $M_1$  = Menor momento nas extremidades destravadas;
- $M_2$  = Maior momento nas extremidades destravadas;
- $d$  = Altura da seção;

**b) Para seções tipo I, Z ou C simplesmente simétrica quando fletidas em torno do eixo central perpendicular à alma.**

A norma permite que para esses perfis, o cálculo seja realizado de forma simplificada como definido a seguir:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_b \cdot d \cdot I_{yc}}{S_f (K_y L_y)^2} \quad \begin{array}{l} \text{Seção duplamente simétrica} \\ \text{e C simplesmente simétrica} \end{array} \quad (6.27)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_b \cdot d \cdot I_{yc}}{2S_f (K_y L_y)^2} \quad \begin{array}{l} \text{Seção Z simétrica em} \\ \text{relação a um ponto} \end{array} \quad (6.28)$$

Onde,

$I_{yc}$  = Momento de inércia em torno do eixo central paralelo à alma, mas somente da parte comprimida, tomando a seção sem reduções.

Os outros termos já foram definidos acima.

### 6.2.4 EXEMPLO 5

Determinar o máximo momento fletor suportado pelo perfil abaixo, desconsiderando o cortante (será desconsiderado o cortante visto que este é um assunto abordado em itens posteriores).

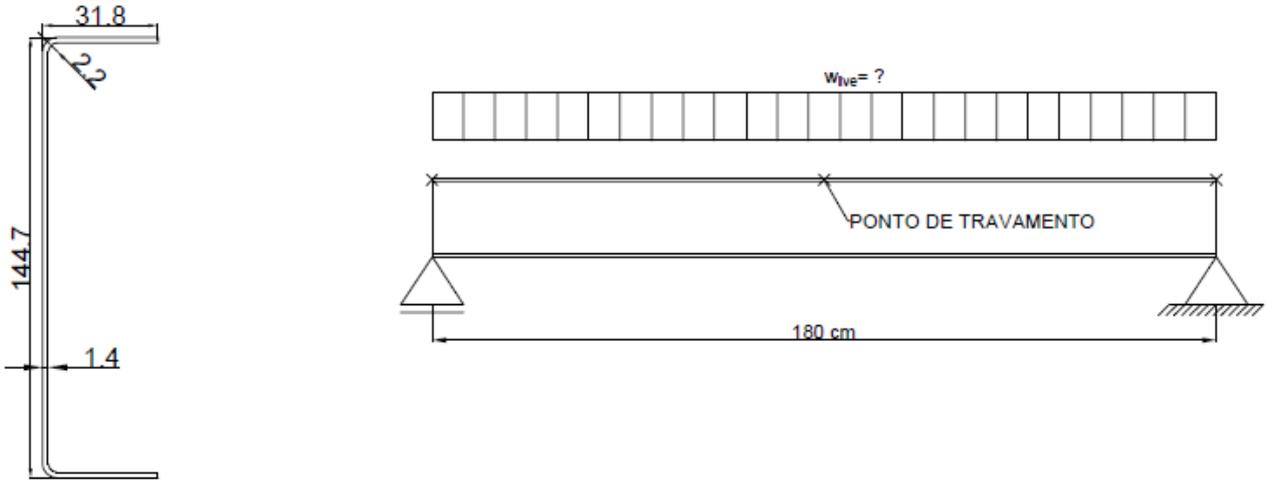


Figura 6-11 - Perfil C simples submetido a um carregamento linear

Dados iniciais:

- 1)  $F_y = 228 \text{ MPa}$ ;
- 2) Viga com apoios simples e largura 1,8 m.
- 3) Viga travada lateralmente de forma a se evitar torção e deformações laterais no meio e no final dos vãos.
- 4) Uma das mesas inferiores encontra-se simplesmente apoiada enquanto a outra encontra-se presa ao suporte comprimento de 15 cm e reforçada contra corrugação.
- 5) Carregamento passando pelo centro cisalhante do perfil e paralelo a alma.

6) propriedades geométricas:

$$t = 1,4 \text{ mm};$$

$$R = 2,2 \text{ mm};$$

$$A = 2,9 \text{ cm}^2;$$

$$S_x = 10,95 \text{ cm}^4;$$

$$r_y = 8,68 \text{ mm};$$

$$r_o = 54,61 \text{ mm}$$

$$J = 2.01(10^{-2}) \text{ cm}^4;$$

$$C_w = 84.58 \text{ cm}^6.$$

Obs.: para o desenvolvimento da solução do exemplo, será desconsiderado o peso próprio do elemento. Além disso, visto que o foco do exemplo será tratar o item 6.2.3, será considerada resolvida a análise da flambagem local, de forma que os resultados apresentados possam ser facilmente analisados de forma semelhante ao EXEMPLO 2, salvo algumas alterações.

Solução:

Para esta viga, a partir das considerações dadas pelo enunciado do exercício, será analisado apenas a ruína por flambagem lateral da peça. Sendo assim:

a) Flambagem lateral por torção:

Para peças simplesmente simétricas submetidas a momento fletor paralelo ao eixo de simetria:

$$F_e = \frac{C_b r_0 A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t}$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} = \pi^2 \frac{203000}{\left(\frac{(1)(1,8)}{(2)(0,00868)}\right)^2} = 186,36 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{1}{A r_0^2} \left( GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right) \\ &= \frac{1}{\left(\frac{2,9}{10000}\right) \left(\frac{54,61}{1000}\right)^2} \left( (77900)(2,01)(10^{-10}) + \frac{\pi^2 (203000)(84,58)(10^{-12})}{(1) \left(\frac{180}{2}\right)^2} \right) = 259,9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Para o cálculo do  $C_b$  será assumido um valor unitário de carregamento (como todos os termos para o cálculo do  $C_b$  dependem do carregamento por serem momentos atuantes na viga e estes são diretamente proporcionais a ele, a adoção do valor unitário é válido).

$$C_b = \frac{12.5 M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{wL^2}{8} = \frac{(1)(1,8^2)}{8} = 0,405 \text{ kNm}$$

$$M_A = \frac{7wL^2}{128} = \frac{(7)(1)(1,8^2)}{128} = 0,177 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{3wL^2}{32} = \frac{(3)(1)(1,8^2)}{32} = 0,304 \text{ kNm}$$

$$M_c = \frac{15wL^2}{128} = \frac{(15)(1)(1,8^2)}{128} = 0,379kNm$$

$$C_b = \frac{(12,5)(0,405)}{2,5(0,405) + 3(0,177) + 4(0,304) + 3(0,379)} = 1,30$$

Dessa forma, tem-se  $F_e$ :

$$F_e = \frac{(1,3) \left( \frac{54,61}{1000} \right) \left( \frac{2,9}{10000} \right)}{\frac{10,95}{10^6}} \sqrt{(186,36)(259,9)} = 413,79 MPa$$

$$0,56F_y = (0,56)(228) = 127,68MPa$$

$$2,78F_y = (2,78)(228) = 633,84 MPa$$

$$2,78F_y > F_e \geq 0,56F_y;$$

$$F_c = \frac{10}{9} F_y \left( 1 - \frac{10F_y}{36F_e} \right)$$

$$F_c = \frac{10}{9} (228) \left( 1 - \frac{10(228)}{36(413,79)} \right) = 214,55MPa$$

Como dito anteriormente, considerando que a resolução do cálculo de flambagem local já tenha sido desenvolvido para o  $F_c$ , e tomando o valor do módulo resistente dessa resolução, tem-se:

$$S_c = 9,93 cm^3$$

$$M_n = S_c F_c = \left( \frac{9,93}{10^6} \right) (214,55)(10^3) = 2,13 kNm$$

Esse valor encontrado deve ser minorado pelo fator de resistência  $\phi_b = 0.90$ , visto que representa a resistência do perfil a flambagem lateral. Além disso, caso seja necessário obter o valor de carregamento máximo para o exercício,  $w_{live}$  é necessário fazer o seguinte cálculo:

$$M_u \leq \phi_b M_n = (0,9)(2,13) = 1,92kNm$$

O coeficiente de majoração das cargas é dado pelo item 3.3.2.1, sendo para o caso em análise 1.6, obtendo assim:

$$1.6w_{live} \leq \frac{8M_u}{l^2} = \frac{(8)(1,92)}{1,8^2} = 4,74 \frac{kN}{m} \Rightarrow w_{live} = 2,96kN/m$$

Obs.: a análise do momento atuante não é a única verificação necessária a se fazer neste exercício, sendo assim, a verificação de cisalhamento será retomada posteriormente, finalizando a determinação do máximo carregamento que o perfil suporta.

### 6.2.5 VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM DISTORCIONAL

As prescrições deste tópico referem à perfis abertos compostos por mesas enrijecidas submetidos à compressão, como é o caso de perfis I, C, Z. Esse tipo de flambagem é caracterizado pela perda de estabilidade da peça ao longo da mesa, podendo ser pela rotação desta, ou pela perda de estabilidade da alma, a qual rotaciona na ligação mesa-alma.

Esse tipo de ruína provavelmente controlará a ruína do elemento estrutural, caso uma dessas situações venha a ocorrer:

- Os enrijecedores de borda são suficientemente rígidos, de forma a proporcionarem estabilidade à mesa;
- Peças com grande comprimento longitudinal destravado, de forma que sua ruína seja controlada por flambagem lateral por torção;
- A mesa encontra-se adequadamente limitada à rotação.

Dessa forma, para a determinação do momento resistente da peça, tem-se:

$$M_{d3} = \varphi_b M_n \quad (6.29)$$

$$M_n = M_y \quad \text{Para } \lambda_d \leq 0,673 \quad (6.30)$$

$$M_n = \left( 1 - 0,22 \left( \frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0,5} \right) \left( \frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0,5} M_y \quad \text{Para } \lambda_d > 0,673 \quad (6.31)$$

Onde:

$$\lambda_d = \sqrt{M_y / M_{crd}} \quad (6.32)$$

$$M_y = S_{fy} F_y \quad (6.33)$$

$$M_{crd} = S_f F_d \quad (6.34)$$

$S_{fy}$  = módulo elástico da seção inteira referente à fibra submetida à escoamento;

$S_f$  = módulo elástico da seção inteira referente à fibra mais comprimida.

$$\varphi_b = 0,85$$

$F_d$  = tensão resistente de flambagem distorcional elástica

A tensão  $F_d$  é definido para cada uma das seguintes situações, descritas nos itens abaixo:

### 6.2.5.1 PERFIS C E Z COM ENRIJECEDORES SIMPLES, DE FORMA SIMPLIFICADA

Para seções C e Z que não possuem restrição a rotação da mesa comprimida e estão dentro dos limites fornecidos nesta seção, as equações descritas abaixo permitem um cálculo conservador da tensão da flambagem distorcional,  $F_d$ .

Esse cálculo só será possível se forem respeitados os limites:

- $50 \leq \frac{h_0}{t} \leq 200$ ;
- $25 \leq \frac{b_0}{t} \leq 100$ ;
- $6,25 < \frac{D}{t} \leq 50$ ;
- $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ ;
- $2 \leq \frac{h_0}{b_0} \leq 8$ ;
- $0,04 \leq \frac{D \sin \theta}{b_0} \leq 0,5$ .

Onde:

$h_0$  = altura da alma medida de fora-a-fora;

$b_0$  = comprimento da mesa medida de fora-a-fora;

$D$  = comprimento do enrijecedor

$t$  = espessura da perfil

$\theta$  = ângulo da curva do enrijecedor.

Dessa forma tem-se:

$$F_d = \beta k_d \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t}{b_0} \right)^2 \quad (6.35)$$

$\beta$  = valor que representa momento gradiente e que pode ser adotado de forma conservadora igual a 1;

$$1 \leq \beta = 1 + 0,4 \cdot \left( \frac{L}{L_m} \right)^{0,7} \cdot \left( 1 - \frac{M_1}{M_2} \right)^{0,7} \leq 1,3 \quad (6.36)$$

$$L = \text{mín}(L_m; L_{cr}) \quad (6.37)$$

$$L_{cr} = 12h_0 \left( \frac{b_0 D \sin \theta}{h_0 t} \right)^{0,6} \quad (6.38)$$

$$k_d = 0,5 \leq 0,6 \left( \frac{b_0 D \sin \theta}{h_0 t} \right)^{0,7} \leq 8,0 \quad (6.39)$$

Onde:

$L_m$  = distância entre os elementos que restringem a flambagem distorcional;

$L_{cr}$  = comprimento de flambagem distorcional não travado;

$M_1$  e  $M_2$  = menor e maior momento no final dos comprimento não travados, sendo a razão entre eles negativa quando são em sentidos opostos.

Os demais termos já foram definidos anteriormente.

### 6.2.5.2 PERFIS Z, C, CARTOLA E SEÇÃO ABERTA COM ENRIJECEDORES SIMPLES DE DIMENSÕES PRÓXIMAS A DA MESA OU ENRIJECEDORES COMPLEXOS

As formulações fornecidas por esta seção são permitidas para o cálculo da tensão de flambagem distorcional em todos perfis de seção aberta de uma única alma e uma única mesa comprimida enrijecida, incluindo aqueles perfis que satisfazem os limites geométricos do item anterior (6.2.5.1).

A tensão de flambagem distorcional,  $F_d$ , deve ser calculado de acordo com as equações descritas abaixo.

$$F_d = \beta \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi}}{\tilde{K}_{\phi fg} + \tilde{K}_{\phi wg}} \quad (6.40)$$

$$k_{\phi fe} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 (EI_{xf}(x_0 - h_x)^2 + EC_{wf} - E \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} (x_0 - h_x)^2) + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 GJ_f \quad (6.41)$$

$$k_{\phi we} = \frac{Et^3}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{3}{h_0} + \frac{\left(\frac{\pi}{L}\right)^2 19h_0}{60} + \frac{\left(\frac{\pi}{L}\right)^4 h_0^3}{240} \right) \quad (6.42)$$

$$\tilde{K}_{\phi fg} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \left( A_f \left( (x_0 - h_x)^2 \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right)^2 - 2y_0(x_0 - h_x) \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right) + h_x^2 + y_0^2 \right) + I_{xf} + I_{yf} \right) \quad (6.43)$$

$$\tilde{K}_{\phi wg} = \frac{\frac{h_0 t \pi^2}{13440} \left( (45360(1 - \xi_{web}) + 62160) \left(\frac{L}{h_0}\right)^2 + 448\pi^2 + \left(\frac{h_0}{L}\right)^2 (53 + 3(1 - \xi_{web})\pi^4) \right)}{\pi^4 + 28\pi^2 \left(\frac{L}{h_0}\right)^2 + 420 \left(\frac{L}{h_0}\right)^4} \quad (6.44)$$

$$L = \min(L_m; L_{cr}) \quad (6.45)$$

$$L_{cr} = \left( \frac{4\pi^4 h_0 (1 - \nu^2)}{t^3} \left( I_{xf}(x_0 - h_x)^2 + C_{wf} - \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} (x_0 - h_x)^2 \right) + \frac{\pi^4 h_0^4}{720} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (6.46)$$

Onde:

$k_{\phi fe}$  = rigidez rotacional elástica prevista entre as mesas ou entre a mesa e a alma;

$k_{\phi we}$  = rigidez rotacional elástica prevista entre as almas ou entre a alma e a alma;

$k_{\phi}$  = rigidez rotacional prevista dos elementos que limitam os deslocamentos do perfil, sendo zero quando não presentes e quando presentes, definidos experimentalmente;

$\tilde{K}_{\phi fg}$  = rigidez rotacional geométrica necessária entre as mesas ou entre a mesa e a alma;

$\tilde{K}_{\phi wg}$  = rigidez rotacional geométrica necessária entre as almas ou entre a alma e a alma;

$I_{xf}$  = momento de inércia da mesa em relação ao eixo x;

$x_o$  = distância ,em relação ao eixo y, da junção mesa/elemento enrijecedor ao centroide da mesa.

$h_x$  = distância entre o centroide da mesa e o centro cisalhante da mesma

$C_{wf}$  = constante de empenamento da mesa;

$I_{xyf}$  = Produto de inércia da mesa;

$I_{yf}$  = momento de inércia da mesa em relação ao eixo y;

$A_f$  = área da mesa comprimida somada à área do enrijecedor;

$y_0$  = distância ,em relação ao eixo x, da junção mesa/elemento enrijecedor ao centroide da mesa

$\xi_{web} = (f_1 - f_2)/f_1$ , representa a tensão gradiente na alma, sendo  $f_1$  a máxima tensão de compressão, com valor positivo, e  $f_2$  a máxima tensão de tração, com valor negativo (quando a flexão é simétrica, por exemplo,  $f_1 = -f_2$ ,  $\xi_{web} = 2$ ). É importante ressaltar que não é levado em consideração as alterações da linha neutra devido a flambagem local dos elementos nessa análise.

Os demais termos já foram definidos no item anterior (6.2.5.1).

### 6.2.6 EXEMPLO 6

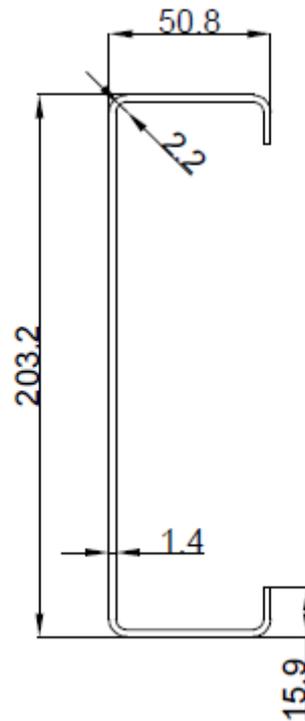


Figura 6-12 - Perfil C enrijecido

Determinar o máximo momento que o perfil acima é capaz de resistir (será desconsiderado o cortante visto que este é um assunto abordado em itens posteriores).

Dados iniciais:

- 1)  $F_y = 345 \text{ MPa}$ ,  $F_u = 450 \text{ MPa}$ ;
- 2) Viga bi-apoiada, uniformemente carregada, totalmente travada para evitar flambagem lateral por torção;
- 3) A restrição rotacional contra flambagem Distorcional gerada pela cobertura é de  $0.43 \text{ kNm/rad/m}$ .

$$h_o = h = 203,2 \text{ mm}$$

$$b_o = B = 50,8 \text{ mm}$$

$$t = 1,4 \text{ mm};$$

$$R = 2,2 \text{ mm};$$

$$d_o = d = 15,9 \text{ mm};$$

$$S_f = S_x = 26,9 \text{ cm}^4;$$

$$x_o = 32,25 \text{ mm}$$

$$\theta = 90^\circ$$

Considerar  $S_e$  calculado para a tensão de escoamento do elemento, sendo:

$$S_e = 24,6 \text{ cm}^3$$

a) Resistência à flambagem local:

Para o cálculo do máximo momento que causa flambagem local e que o perfil é capaz de suportar, tem-se:

$$M_n = S_e F_y = \left( \frac{24,6}{10^6} \right) (345)(1000) = 8,48 \text{ kNm}$$

Considerando o fator de resistência à flambagem local, tem-se:

$$M_u \leq (0,95)(8,48) = 8,05 \text{ kNm};$$

b) Resistência à flambagem lateral por torção:

A análise desse efeito não é necessária, visto que no início do exemplo considerou-se o elemento travado contra a flambagem lateral por torção.

c.) Resistência à flambagem distorcional segundo o item 6.2.5.1:

Apesar do item 6.2.5 apresentar duas das três formas de cálculo da flambagem distorcional apresentadas pelo AISI/07 (a terceira forma representa um cálculo mais rebuscados por métodos computacionais), o exemplo será resolvido segundo os itens 6.2.5.1 e 6.2.5.2.

$$F_d = \beta k_d \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t}{b_0} \right)^2$$

$$1 \leq \beta = 1 + 0,4 \cdot \left( \frac{L}{L_m} \right)^{0,7} \cdot \left( 1 - \frac{M_1}{M_2} \right)^{0,7} \leq 1,3$$

Como  $M_1$  e  $M_2$  apresentam o mesmo valor, ou sejam são iguais a 0,  $\beta = 1$ .

$$k_d = 0,5 \leq 0,6 \left( \frac{b_0 D \sin \theta}{h_0 t} \right)^{0,7} \leq 8,0$$

$$k_d = 0,5 \leq 0,6 \left( \frac{(50,8)(15,9)(1)}{(203,2)(1,4)} \right)^{0,7} = 1,24 \leq 8,0$$

$$F_d = (1)(1,24) \frac{\pi^2 (203000)}{12(1 - 0,3^2)} \left( \frac{1,4}{50,8} \right)^2 = 172,8 \text{ MPa}$$

Cálculo do momento distorcional

$$M_y = S_{fy} F_y = \left( \frac{26,9}{10^6} \right) (345)(10^3) = 9,3 \text{ kNm}$$

$$M_{crd} = S_f F_d = \left( \frac{26,9}{10^6} \right) (172,8)(10^3) = 4,64 \text{ kNm}$$

$$\lambda_d = \sqrt{M_y / M_{crd}} = \sqrt{9,3 / 4,64} = 1,41 > 0,673$$

$$M_n = \left( 1 - 0,22 \left( \frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0,5} \right) \left( \frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0,5} M_y = \left( 1 - 0,22 \left( \frac{4,64}{9,3} \right)^{0,5} \right) \left( \frac{4,64}{9,3} \right)^{0,5} 9,3 = 5,5 \text{ kNm}$$

O momento de design será portanto:

$$M_n \phi_b = (5,5)(0,85) = 4,6 \text{ kNm}$$

c.2) Resistência à flambagem distorcional segundo o item 6.2.5.2.

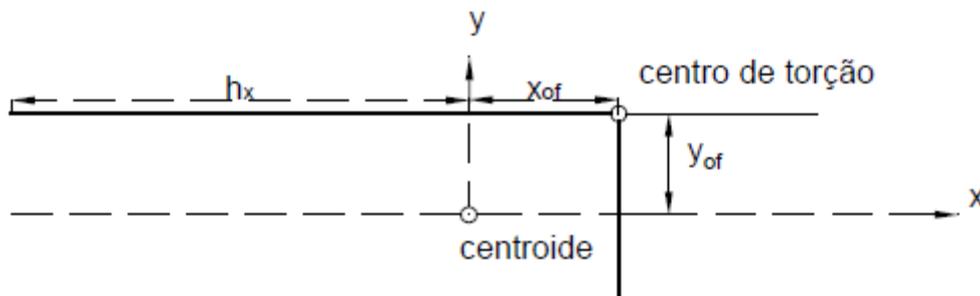


Figura 6-13 - Propriedades da mesa do perfil

Inicialmente serão definidas algumas propriedades geométricas da mesa necessárias para o cálculo segundo esse método. Com intuito de evitar confusão entre os termos do perfil e os da mesa, os correspondentes à mesa serão acompanhados por um subscrito  $f$ , como por exemplo  $x_{of}$  par representar o centro de gravidade da mesa.

Obs.: o  $S_f$  escrito como dados do perfil é uma exceção, visto que este representa o módulo resistente do perfil segundo a fibra mais comprimida deste.

$$h = h_o - t = 203,2 - 1,4 = 201,8 \text{ mm}$$

$$b = b_o - t = 50,8 - 1,4 = 49,4 \text{ mm}$$

$$d = d_o - 0,5t = 15,9 - 0,5(1,4) = 15,2 \text{ mm}$$

$$A_f = (b + d)t = (49,4 + 15,2)1,4 = 90,4 \text{ mm}^2$$

$$I_{xf} = \frac{t(t^2 b^2 + 4bd^3 + t^2 bd + d^4)}{12(b + d)}$$

$$= \frac{1,4((1,4)^2(49,4)^2 + 4(49,4)(15,2)^3 + (1,4)^2(49,4)(15,2) + (15,2)^4)}{12(49,4 + 15,2)} = 1360,9 \text{ mm}^4$$

$$I_{yf} = \frac{t(b^4 + 4db^3)}{12(b + d)} = \frac{(1,4)((49,4)^4 + 4(15,2)(49,4)^3)}{12(49,4 + 15,2)} = 23992,6 \text{ mm}^4$$

$$I_{xyf} = \frac{t(b^2d^2)}{4(b + d)} = \frac{(1,4)((49,4)^2(15,2)^2)}{4(49,4 + 15,2)} = 3135,6 \text{ mm}^4$$

$$x_{of} = \frac{b^2}{2(b + d)} = \frac{(49,4)^2}{2(49,4 + 15,2)} = 18,88 \text{ mm}$$

$$y_{of} = -\frac{d^2}{2(b + d)} = -\frac{(15,2)^2}{2(49,4 + 15,2)} = -1,78 \text{ mm}$$

$$h_x = -\frac{b^2 + 2db}{2(b + d)} = -\frac{(49,4)^2 + 2(15,2)(49,4)}{2(49,4 + 15,2)} = -30,51 \text{ mm}$$

$$J_f = \frac{bt^3 + dt^3}{3} = \frac{(49,4)(1,4)^3 + (15,2)^3(1,4)^3}{3} = 59,1 \text{ mm}^4$$

$$C_{wf} = 0,0 \text{ mm}^4$$

Após definido as propriedades geométricas da mesa, calcula-se o  $L_{cr}$ , o qual representa o comprimento a partir do qual a restrição gerada pela cobertura não influencia mais:

$$L_{cr} = \left( \frac{4\pi^4 h_0 (1 - \nu^2)}{t^3} \left( I_{xf} (x_{of} - h_x)^2 + C_{wf} - \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} (x_{of} - h_x)^2 \right) + \frac{\pi^4 h_0^4}{720} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$= \left( \frac{4\pi^4 (203,2) (1 - (0,3)^2)}{(1,4)^3} \left( (1360,9) (18,88 - (-30,51))^2 + 0 - \frac{(3135,6)^2}{(23992,6)} (18,88 - (-30,51))^2 \right) + \frac{\pi^4 (203,2)^4}{720} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$= 497,3 \text{ mm}$$

$$k_{\phi fe} = \left( \frac{\pi}{L} \right)^4 \left( EI_{xf} (x_{of} - h_x)^2 + EC_{wf} - E \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} (x_{of} - h_x)^2 \right) + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 GJ_f$$

$$= \left( \frac{\pi}{0,49} \right)^4 \left( (203)(10^6) \left( \frac{1360,9}{10^{12}} \right) \left( \frac{18,88 - (-30,51)}{1000} \right)^2 + (203)(10^6)(0) - (203)(10^6) \left( \frac{3135,6}{10^{12}} \right)^2 \left( \frac{18,88 - (-30,51)}{1000} \right)^2 \right) + \left( \frac{\pi}{0,49} \right)^2 (77,9)(10^6) \left( \frac{59,1}{10^{12}} \right)$$

$$= 0,98 \text{ kN}$$

$$k_{\phi we} = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{3}{h_0} + \frac{\left(\frac{\pi}{L}\right)^2 19h_0}{60} + \frac{\left(\frac{\pi}{L}\right)^4 h_0^3}{240} \right)$$

$$= \frac{(203)(10^6) \left(\frac{1,4}{1000}\right)^3}{12(1-(0,3)^2)} \left( \frac{3}{\left(\frac{203,2}{1000}\right)} + \frac{\left(\frac{\pi}{(0,49)}\right)^2 19 \left(\frac{203,2}{1000}\right)}{60} + \frac{\left(\frac{\pi}{(0,49)}\right)^4 \left(\frac{203,2}{1000}\right)^3}{240} \right) = 0,89 \text{ kN}$$

$$\tilde{K}_{\phi fg} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \left( A_f \left( (x_{of} - h_x)^2 \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right)^2 - 2y_{of}(x_{of} - h_x) \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right) + h_x^2 + y_{of}^2 \right) + I_{xf} + I_{yf} \right)$$

$$\tilde{K}_{\phi fg} = \left(\frac{\pi}{0,49}\right)^2 \left( \left(\frac{90,4}{10^6}\right) \left( -2 \left( -\frac{1,78}{1000} \right) \left( \frac{18,88 - (-30,51)}{1000} \right) \left( \frac{3135,6}{23992,6} \right) + \left( \frac{1360,9}{10^{12}} \right) + \left( \frac{23992,6}{10^{12}} \right) \right. \right.$$

$$\left. \left. + \left( -\frac{30,51}{10^3} \right)^2 + \left( -\frac{1,78}{10^3} \right)^2 \right)$$

$$= 4,6 (10^{-6}) \text{ m}^2$$

$$\tilde{K}_{\phi wg} = \frac{\frac{h_0 t \pi^2}{13440} \left( (45360(1 - \xi_{web}) + 62160) \left(\frac{L}{h_0}\right)^2 + 448\pi^2 + \left(\frac{h_0}{L}\right)^2 (53 + 3(1 - \xi_{web})\pi^4) \right)}{\pi^4 + 28\pi^2 \left(\frac{L}{h_0}\right)^2 + 420 \left(\frac{L}{h_0}\right)^4}$$

$$= \frac{\frac{\left(\frac{203,3}{1000}\right) \left(\frac{1,4}{1000}\right) \pi^2}{13440} \left( (45360(1 - (2)) + 62160) \left(\frac{(0,49)}{\left(\frac{203,2}{1000}\right)}\right)^2 + 448\pi^2 + \left(\frac{\left(\frac{203,2}{1000}\right)}{(0,49)}\right)^2 (53 + 3(1 - (2))\pi^4) \right)}{\pi^4 + 28\pi^2 \left(\frac{(0,49)}{\left(\frac{203,2}{1000}\right)}\right)^2 + 420 \left(\frac{(0,49)}{\left(\frac{203,2}{1000}\right)}\right)^4}$$

$$= \frac{\frac{\left(\frac{203,3}{1000}\right) \left(\frac{1,4}{1000}\right) \pi^2}{13440} \left( (45360(1 - (2)) + 62160) \left(\frac{(0,49)}{\left(\frac{203,2}{1000}\right)}\right)^2 + 448\pi^2 + \left(\frac{\left(\frac{203,2}{1000}\right)}{(0,49)}\right)^2 (53 + 3(1 - (2))\pi^4) \right)}{\pi^4 + 28\pi^2 \left(\frac{(0,49)}{\left(\frac{203,2}{1000}\right)}\right)^2 + 420 \left(\frac{(0,49)}{\left(\frac{203,2}{1000}\right)}\right)^4}$$

$$= 1,3(10^{-6}) \text{ m}^2$$

$$F_d = \beta \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi}}{\tilde{K}_{\phi fg} + \tilde{K}_{\phi wg}} = (1) \frac{(0,98) + (0,89) + (0,43)}{(4,6(10^{-6})) + (1,3(10^{-6}))} = 389,8 \text{ MPa}$$

Obtido o valor da tensão elástica de flambagem distorcional, será calculado o máximo momento o qual esse perfil é capaz de suportar sem sofrer flambagem distorcional.

$$M_y = S_{fy} F_y = \left( \frac{26,9}{10^6} \right) (345)(10^3) = 9,3 \text{ kNm}$$

$$M_{crd} = S_f F_d = \left( \frac{26,9}{10^6} \right) (389,8)(10^3) = 10,48 \text{ kNm}$$

$$\lambda_d = \sqrt{M_y / M_{crd}} = \sqrt{9,3 / 10,48} = 0,942 > 0,673$$

$$M_n = \left( 1 - 0,22 \left( \frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0,5} \right) \left( \frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0,5} M_y = \left( 1 - 0,22 \left( \frac{10,48}{9,3} \right)^{0,5} \right) \left( \frac{10,48}{9,3} \right)^{0,5} 9,3 = 7,56 \text{ kNm}$$

Dessa forma a resistência de design será:

$$M_n \phi_b = (7,56)(0,85) = 6,4 \text{ kNm}$$

Observe que o ganho de resistência observado pela consideração da restrição causada pela cobertura é bastante alta, de forma que não utilizá-la demonstra ser uma medida bastante conservadora.

### 6.2.7 DETERMINAÇÃO DO MOMENTO DE PROJETO

Uma viga de chapa dobrada a frio a ser usada num projeto real deve estar submetida a um momento atuante que não provoque flambagem local dos elementos esbeltos nem mesmo flambagem lateral por torção. Em vista disto, o momento usado no projeto, deverá ser o menor dos momentos de cálculo para FLA e FLM, e para FLT.

$$M_d = \text{mín}(M_{d1}; M_{d2}; M_{d3}) \quad (6.47)$$

Naturalmente, o momento atuante máximo na viga não poderá superar  $M_d$ . Logo, a inequação  $M \leq M_d$  deverá ser satisfeita, onde  $M$  é o momento atuante na seção.

### 6.3 VERIFICAÇÃO DE DESLOCAMENTO (E.L.S.)

As vigas de chapa dobrada a frio devem atender não somente aos estados limites últimos, como também aos estados limites de utilização, que se traduzem pela flecha máxima. Uma estrutura que possui flecha real superior à flecha máxima prevista por norma, estará sujeita a vibrações incômodas aos usuários que transitam por sobre ou debaixo dela. A ocorrência de vibrações de grande amplitude

fica mais grave quando se tem sobre a estrutura equipamentos que precisam funcionar sob condições de imobilidade, como por exemplo aparelhos de leitura de grande precisão ou em centros cirúrgicos.

O deslocamento de uma barra fletida pode ser facilmente calculado pelas equações da linha elástica, e dependerá da posição, valor e tipos de carga, vão da viga e rigidez à flexão  $EI$ . Sendo assim, os deslocamentos máximos da viga, sob cargas de serviço, não poderão ultrapassar determinados valores máximos, estes relacionados com o vão da viga e com sua utilização. Na verificação de resistência, o momento resistente de cálculo é calculado para um nível de tensão de escoamento nas fibras mais comprimidas; ou seja, observando a equação (6.1), o momento nominal assim calculado provoca o início de escoamento nas fibras extremas comprimidas. Por outro lado, o momento de serviço  $M_s$  não é suficiente para levar as fibras mais comprimidas ao início de escoamento, mas apenas a um nível de tensão  $f < F_y$ ; logo,

$$M_s = S_e \cdot f \quad (6.48)$$

Na equação acima, o nível de tensão  $f$ , provocado pelo momento de serviço  $M_s$  é a incógnita pois, ao contrário da verificação da resistência, não temos mais uma imposição de início de escoamento nas fibras comprimidas, ou seja, não fixamos a tensão ali como um valor conhecido. O nível de tensão  $f$  será causado pelo momento de serviço  $M_s$ , este sim, conhecido. O processo de cálculo para a determinação do nível de tensão  $f$  e do momento de inércia efetivo para a flecha é, portanto, iterativo. A maneira de calcular é semelhante àquela apresentada pelo fluxograma da Figura 6-9: primeiramente define-se as tensões geradas pelo momento de serviço em análise para as fibras mais distantes da linha neutra coincidente com o centro geométrico do perfil; com esta tensão, calcula-se o momento de inércia efetivo seguindo-se o mesmo procedimento de retirada de área para FLM e FLA, porém para o nível de tensão  $f < F_y$ ; de posse da nova posição da linha neutra e diante, compara-se os valores convergem com erros inferiores a 5%; caso contrário realiza-se a análise novamente para o novo valor de linha neutra; caso seja verdadeiro calcula-se o momento de inércia efetivo que será utilizado para o cálculo de flechas, finalizando assim o processo.

Pelas prescrições da norma AISI/07, o momento atuante de cálculo é resultante da combinação mais desfavorável entre as ações permanentes, acidentais e de vento (estas combinações estão enunciadas no Capítulo 3 - Segurança e Desempenho, deste livro). O momento de serviço  $M_s$  será originário também da pior combinação de ações, porém somando-se as ações puras, sem coeficientes de segurança.

O processo iterativo descrito acima calcula as propriedades da seção efetiva em condições de carregamento de serviço. Contudo, a seção transversal do perfil a ser utilizado deverá ter um momento

de inércia mínimo, que não permita que o deslocamento real da viga seja superior ao máximo permitido pela Tabela 6-1. Para que o estado limite de utilização para deslocamento seja satisfeito, deve ser verificada a seguinte inequação:

$$f_{at} < f_{máx} = \left( \frac{l}{\gamma} \right) \quad (6.49)$$

Onde,

$f_{at}$  = flecha atuante;

$f_{máx}$  = flecha máxima;

$l$  = comprimento do vão

$\gamma$  = coeficiente que depende do tipo da viga e da sua utilização (Tabela 6-1)

A inequação acima é também usada para o pré-dimensionamento da seção, pois a flecha real depende da inércia  $I_x$ ; logo, encontraremos uma inércia mínima de perfil que satisfaça ao estado limite de flecha máxima. O coeficiente  $\gamma$ , para edifícios comuns, é dado pela tabela abaixo:

Tabela 6-1 - Coeficiente da flecha máxima,  $\gamma$

<i>Tipo de flecha</i>	<i>Ações a considerar</i>	<i>Elemento estrutural</i>	$\gamma$
Deslocamentos verticais	Sobrecarga	Barras biapoiadas de pisos e coberturas suportando peças sujeitas à fissuração	360
	Sobrecarga	Idem, não sujeitas à fissuração	300
Deslocamentos horizontais	Vento	Deslocamento horizontal do edifício relativo à base, devido a todos os efeitos	400
	Vento	Deslocamento relativo de um andar, devido à resultante horizontal no mesmo, quando fachadas ou divisórias (ou suas ligações) não absorvem as deformações da estrutura	500
	Vento	Idem, quando absorvem	400

#### 6.4 VERIFICAÇÃO DE PEÇAS SUJEITAS À CISALHAMENTO

Quando o valor do momento de cálculo  $M_{dl}$  (para FLM e FLA), é respeitado, a alma da viga fica garantida contra sua flambagem local. Contudo as almas devem ser verificadas também quanto a resistência ao cisalhamento. A resistência dos materiais nos ensina que a tensão de cisalhamento em uma seção transversal é tão maior quanto menor a espessura  $t$ , tal como nos intui a equação abaixo:

$$\tau = \frac{V \cdot Q}{I \cdot t} \quad (6.50)$$

Onde,

$\tau$  = tensão cisalhante;

$V$  = força cortante na seção;

$Q$  = momento estático (momento de 1ª ordem) da área compreendida entre o ponto onde atua  $\tau$  e a extremidade do perfil.

$I$  = momento de inércia da seção em relação ao eixo perpendicular ao cortante.

Deste modo, na grande maioria dos perfis utilizados como vigas, a alma é quem absorverá majoritariamente a tensão de cisalhamento. Para um perfil simétrico em relação ao eixo-x, a tensão máxima de cisalhamento ocorrerá na linha neutra do perfil, pois ali o momento estático  $Q$  é máximo. Por causa disto, a resistência de projeto ao cisalhamento é referenciada na esbeltez da alma,  $h/t$ .

O cálculo da resistência de projeto  $\phi_v \cdot V_n$  ao cisalhamento será de acordo com a esbeltez  $h/t$  da alma e segue as equações abaixo:

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot h \cdot t \quad \text{se } \frac{h}{t} \leq \Delta \quad (6.51)$$

$$V_n = 0,6 \cdot t^2 \cdot \sqrt{K_v \cdot F_y \cdot E} \quad \text{se } \Delta \leq \frac{h}{t} \leq 1,51 \cdot \Delta \quad (6.52)$$

$$V_n = 0,904 \cdot E \cdot K_v \cdot t^3 / h \quad \text{se } \frac{h}{t} > 1,51 \cdot \Delta \quad (6.53)$$

Onde,

$$\Delta = \sqrt{E \cdot K_v / F_y}$$

$\phi_v$  = fator de segurança ao cisalhamento = 0,95

$h$  = altura plana da alma

$t$  = espessura da alma

$K_v$  = coeficiente de flambagem ao cisalhamento:

Se, por conseguinte, a alma possuir enrijecedores transversais, e a relação  $a/h < 1$ , então:

$$K_v = 4,00 + 5,34 / (a/h)^2 \quad (6.54)$$

Se, por conseguinte, a alma possuir enrijecedores transversais e a relação  $a/h > 1$ , então:

$$K_v = 5,34 + 4,00 / (a/h)^2 \quad (6.55)$$

Se a alma não possui enrijecedores transversais, então  $K_v = 5,34$ .

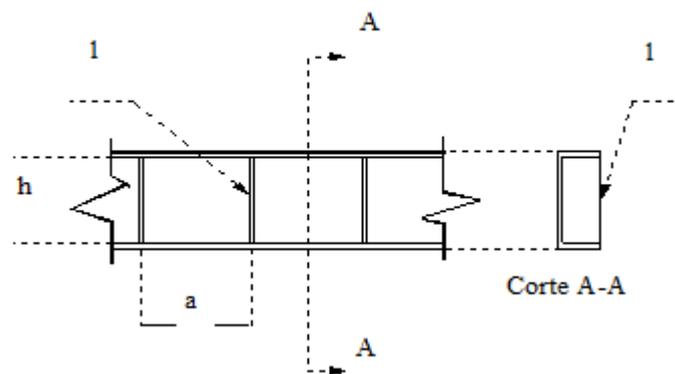


Figura 6-14 - Esquema do enrijecedor transversal

Obs.: para almas compostas de duas ou mais chapas, cada chapa deverá ser analisada isoladamente, para seu quinhão de esforço cortante.

Uma vez calculado o esforço cortante de projeto,  $V_d = \varphi_v \cdot V_n$ , a alma da viga estará segura, se a inequação  $V \leq V_d$  se verificar, onde  $V$  é o esforço cortante atuante na seção.

## 6.5 VERIFICAÇÃO DO CISALHAMENTO E FLEXÃO COMBINADOS

As almas de vigas de chapa de aço dobrada a frio, quando submetidas a esforços de momento e de cisalhamento simultaneamente, podem flambar sob níveis de tensão menores do que se atuarem isoladamente os esforços acima. As seções mais sujeitas a este tipo de flambagem são aquelas em apoios intermediários de vigas contínuas (embora pouco usadas em chapa dobrada) e seções de balanços, ou seja, em locais onde os diagramas de momento fletor e de cortante possuem suas maiores ordenadas. A Figura 6-15 nos esclarece melhor esta situação

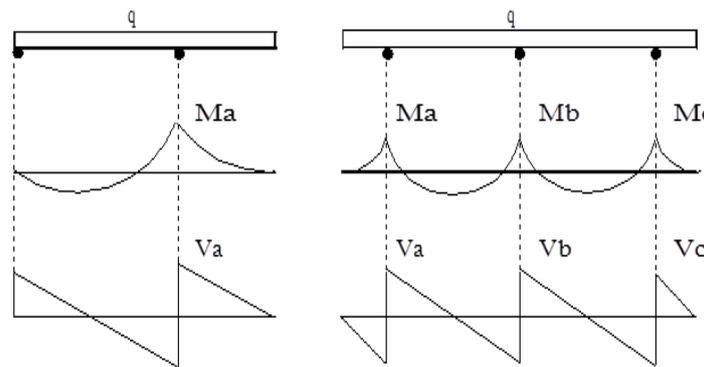


Figura 6-15 - Interação entre cisalhamento e momento fletor

A verificação da superposição das tensões cisalhantes e das tensões normais de momento em uma mesma seção, será mais rigorosa se a alma não for reforçada. O momento e o cortante atuantes ( $M$  e  $V$  respectivamente), deverão atender às seguintes inequações abaixo:

Para almas sem enrijecedores transversais:

$$\sqrt{\left(\frac{M}{\varphi_b \cdot M_{n0}}\right)^2 + \left(\frac{V}{\varphi_v \cdot V_n}\right)^2} \leq 1,0 \quad (6.56)$$

Para almas com enrijecedores transversais, o momento e o cortante atuantes não deverão exceder respectivamente  $\varphi_b \cdot M_{n0}$  e  $\varphi_v \cdot V_n$ . Mas, se  $(M/(\varphi_b \cdot M_{n0})) > 0,5$  e  $(V/(\varphi_v \cdot V_n)) > 0,7$ , a seguinte inequação deverá ser satisfeita:

$$0,6 \left(\frac{M}{\varphi_b \cdot M_{n0}}\right) + \left(\frac{V}{\varphi_v \cdot V_n}\right) \leq 1,3 \quad (6.57)$$

Onde,

$M_{n0}$  = momento nominal calculado sem considerar a flambagem lateral, ou seja, calculado conforme o procedimento I do item 6.2.

Os outros termos já estão definidos.

### 6.5.1 EXEMPLO 7

Analisar a resistência ao cisalhamento do perfil do EXEMPLO 5, bem como definir se o  $w_{live}$  encontrado anteriormente será resistido pelo mesmo

a) cálculo da resistência ao cisalhamento do perfil:

$$h = D - 2(t + R) = 144,7 - 2((1,4) + 2,2) = 137,5 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{137,5}{1,4} = 98,21$$

$$\sqrt{\frac{EK_v}{F_y}} = \sqrt{\frac{(203)(10^3)(5,34)}{228}} = 68,9$$

$K_v = 5,34$ , visto que a alma não apresenta enrijecedor transversal

$$1,51 \sqrt{\frac{EK_v}{F_y}} = 1,51(68,9) = 104,12$$

Como  $\sqrt{\frac{EK_v}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1,51 \sqrt{\frac{EK_v}{F_y}}$ , tem-se:

$$F_v = \frac{0,6 \sqrt{\frac{EK_v}{F_y}}}{\left(\frac{h}{t}\right)} = \frac{0,6 \sqrt{(203)(10^3)(5,34)(228)}}{98,21} = 96,05 \text{ MPa}$$

De modo conservador, considerando  $A_w$  a área da alma considerando a largura plana, tem-se:

$$V_n = A_w F_v = \left(\frac{137,5}{1000}\right) \left(\frac{1,4}{1000}\right) (96,05)(10^3) = 18,5 \text{ kN}$$

b) determinação da resistência de design:

$$V_u = \frac{1,6 w_{live} L}{2} < \varphi_v V_n, \varphi_v = 0,95$$

$$V_u = \frac{(1,6)(2,96)(1,8)}{2} = 4,26 \text{ kN} < (0,95)(18,5) = 17,57 \text{ kN OK}$$

## 6.6 CORRUGAÇÃO DE ALMAS

Vigas quando submetidas a cargas concentradas e nas reações de apoio, devem ser verificadas também quanto a este tipo de ruína. O uso de enrijecedores nos apoios e sob cargas concentradas não é muito prático, por isso as almas ficam muito susceptíveis à corrugação e se torna necessária à verificação.

$$P_{cr} = \frac{K \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot h} \quad (6.58)$$

Na equação acima,  $K$  é o coeficiente de flambagem, que depende da relação  $N/h$  e  $a/h$ , como dado na figura abaixo:

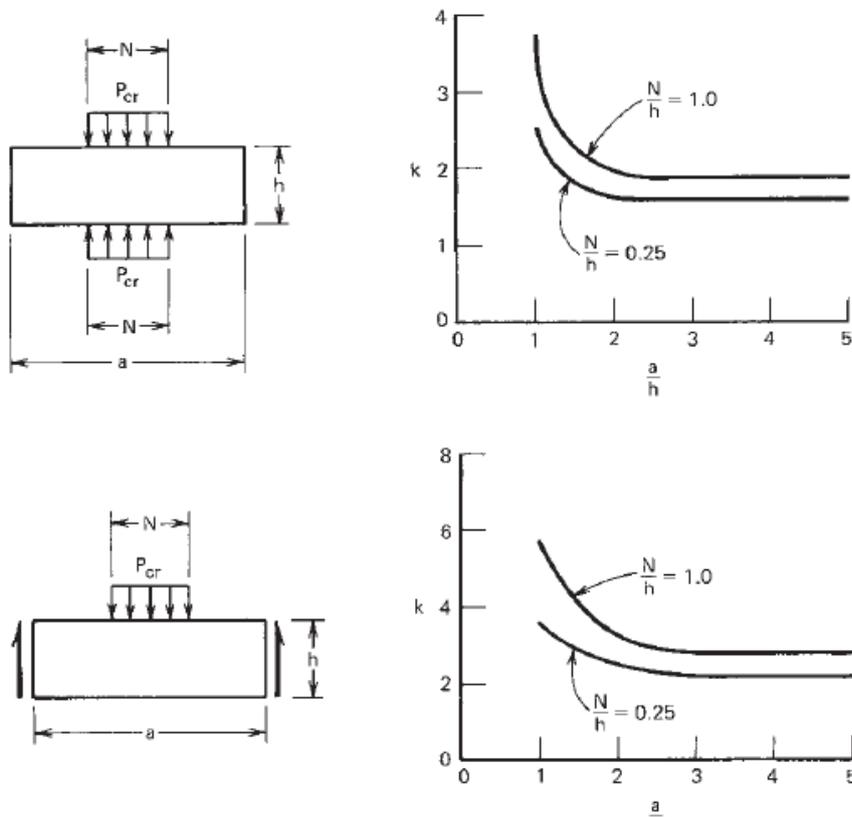


Figura 6-16 – Coeficiente de flambagem  $K$  para placa simplesmente apoiada, com 1 ou 2 tensões distribuídas (YU, Wei-Wen and LABOUBE, Roger A. – Cold Formed Steel Design, 2010)

Para almas de vigas, o estudo teórico e experimental da corrugação foi efetuado por Lyse, Godfrey e outros. A análise teórica é muito complexa, uma vez que envolve vários fatores, como os citados abaixo:

- Distribuição não uniforme de tensões sob cargas localizadas e nas porções adjacentes da alma;
- Estabilidade elástica e não elástica da alma;

- Plastificação próxima ao local de aplicação da carga;
- Flexão produzida por carga localizada, se a mesma for excêntrica ao plano da seção;
- Imperfeição original fora do plano das paredes;
- Restrições no contorno da alma, garantidas pelas mesas e também por inclinações entre as paredes da alma e da mesa;
- Almas de pisos metálicos de lajes (“decks”) e painéis de fechamento (“panels”).

As prescrições do AISI, por causa dos fatores citados acima, são resultados de extensivas pesquisas, iniciadas por Winter, Pian e Zettin nos anos de 1940 - 1950 e mais recentemente na Universidade de Missouri-Rolla, por Hetrakul e Yu.

As equações de verificação apresentadas pela norma AISI/07 variam de acordo com o posicionamento das cargas localizadas (se estas são intermediárias ou extremas, ou mesmo se agem em uma ou duas mesas opostas). Os experimentos em Missouri-Rolla foram feitos para as seguintes situações:

- Carregamento em uma só mesa de apoio externo (EOF);
- Carregamento em uma só mesa de interior de vão (IOF);
- Carregamento em duas mesas opostas de apoio externo (ETF);
- Carregamento em duas mesas opostas de interior de vão (ITF).

Nos casos acima, as letras “E” e “I” indicam a posição da carga concentrada na viga, sendo referentes às palavras em inglês “end” e “interior”. Já as letras “O” e “T” referem-se à quantidade de mesas (“flange”) submetidas a cargas concentradas, estando assim associadas às palavras em inglês “one” e “two”.

É importante ressaltar as condições definidas pelo AISI/07 quanto aos grupos anteriormente citados. Um par de cargas concentradas atuando no interior do vão não necessariamente constituirá um caso ITF, bastando que para isso as retas suporte das duas cargas (consideradas como vetores), distem mais que  $1,5h$  uma da outra. Quando isto ocorrer, cada carga separadamente, constituirá um caso IOF. O mesmo se pode dizer para cargas atuando nos extremos do vão. Sendo assim tem-se

*OF* – são cargas concentradas ou reações cuja distância entre duas consecutivas é superior a  $1,5h$ ;

*TF* – são cargas concentradas ou reações submetidas em faces opostas não distando mais que  $1,5h$ ;

*End* – são reações ou cargas concentradas que não distam mais que  $1,5h$  da extremidade da viga;

*Interior* – essa condição é o contrário da anteriormente descrita;

A figura abaixo nos mostra todos os casos possíveis de carregamento concentrado:

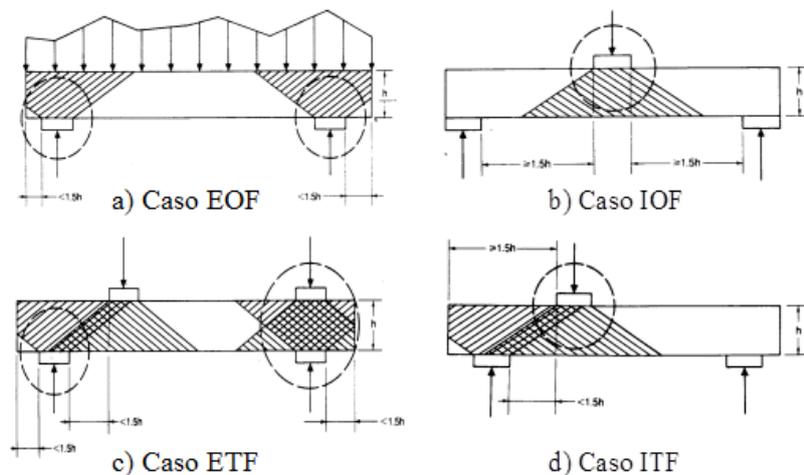


Figura 6-17 - Condições de carregamento para ensaios de corrugação de alma

Até o final da década de 1950, a resistência à corrugação das almas de vigas de aço de chapa dobrada a frio só tinha sido ensaiada para perfis do tipo cartola e do tipo “U”, com almas não reforçadas e simples. As fórmulas de cálculo desenvolvidas destas pesquisas dependem de  $N/h$ ,  $h/t$ ,  $R/t$  e  $F_y$ , onde  $N$  é o comprimento da faixa de contato entre a carga e a mesa,  $h$  é a altura da alma,  $R$  é o raio interno da dobra e  $t$  é a espessura da alma.

Durante a década de 1970, começaram a ser fabricados diversos tipos de seções, feitos com aços de grande resistência. O uso dessas seções na construção civil, requeria novas experiências, para um cálculo mais refinado do que aquele feito na Universidade de Cornell entre 1940 e 1950. Sendo assim, ensaios adicionais nas Universidades de Missouri-Rolla e Cornell foram efetuados e as fórmulas do AISI tiveram seus coeficientes modificados.

Por muito tempo, o AISI adotou para cada situação de carga concentrada uma equação diferente para a solução do cálculo da resistência à corrugação. Porém, Prabakaran (1993) e Prabakaran e Shuster (1998) desenvolveram uma única e consistente equação a qual era capaz de analisar carregamentos em uma e duas bordas, levando em conta diferentes seções geométricas. Dessa forma surgiu-se a seguinte equação:

$$P_n = Ct^2 F_y \sin \theta \left( 1 - C_R \sqrt{\frac{R}{t}} \right) \left( 1 + C_N \sqrt{\frac{N}{t}} \right) \left( 1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}} \right) \quad (6.59)$$

Onde,

$P_n$  = resistência nominal à corrugação;

$C$  = coeficiente da Tabela 6-2 até a Tabela 6-6;

$t$  = espessura da alma;

$\theta$  = ângulo entre o plano da alma e o plano de flexão,  $45^\circ \leq 90^\circ$ ;

$C_R$  = coeficiente do raio de curva interno;

$C_N$  = coeficiente do comprimento da faixa de contato entre a carga e a mesa;

$C_h$  = coeficiente de esbeltez;

$R$  = raio interno da dobra;

$N$  = comprimento da faixa de contato entre a carga e a mesa, não inferior a 19 mm;

$h$  = é a altura da alma.

Dessa forma, o AISI/07 apresenta para cada tipo de seção as seguintes tabelas compostas por cada um dos fatores da equação (6.59):

A Tabela 6-2 deve ser aplicada apenas para perfis I compostos por perfis conectados pela alma, em que  $h/t \leq 200$ ,  $N/t \leq 210$ ,  $N/h \leq 1,0$  e  $\theta = 90^\circ$ .

Tabela 6-2 - Coeficientes e fatores de resistência à corrugação para Perfis compostos (perfis tipo I)

Condição do apoio e da mesa		Tipo de carregamento		C	$C_R$	$C_N$	$C_h$	LRFD $\phi$	Limite
Apoio conectado	Mesa enrijecida ou parcialmente enrijecida	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	10,0	0,14	0,28	0,001	0,75	$R/t \leq 5$
			Interno	20,5	0,17	0,11	0,001	0,85	$R/t \leq 5$
Apoio não conectado	Mesa enrijecida ou parcialmente enrijecida	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	10,0	0,14	0,28	0,001	0,75	$R/t \leq 5$
			Interno	20,5	0,17	0,11	0,001	0,85	$R/t \leq 3$
		Carregamento ou reação em duas mesas	Externo	15,5	0,09	0,08	0,040	0,75	$R/t \leq 3$
			Interno	36,0	0,14	0,08	0,040	0,75	
	Mesa não enrijecida	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	10,0	0,14	0,28	0,001	0,75	$R/t \leq 5$
			Interno	20,5	0,17	0,11	0,001	0,85	$R/t \leq 3$

A Tabela 6-3 deve ser aplicada para alma do perfil U e perfil C, em que  $h/t \leq 200$ ,  $N/t \leq 210$ ,  $N/h \leq 2,0$  e  $\theta = 90^\circ$ . Além disso para o caso ITF, a distância entre a borda do apoio e a borda da região de aplicação da carga concentrada, não deve ser superior a  $2,5h$ , quando a mesa encontra-se presa ao apoio. Para o caso em que a mesa não se encontra presa ao apoio, o limite máximo é de  $1,5h$ .

Tabela 6-3 - Coeficiente e fatores de resistência à corrugação para perfis C e perfis U.

Condição do apoio e da mesa		Tipo de carregamento		C	$C_R$	$C_N$	$C_h$	$LRFD$ $\phi$	Limite	
Apoio conectado	Mesa enrijecida ou parcialmente enrijecida	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	4	0,14	0,35	0,020	0,85	$R/t \leq 9$	
			Interno	13	0,23	0,14	0,010	0,90	$R/t \leq 5$	
		Carregamento ou reação em duas mesas	Externo	7,5	0,08	0,12	0,048	0,85	$R/t \leq 12$	
			Interno	20	0,10	0,08	0,031	0,85	$R/t \leq 12$	
Apoio não conectado	Mesa enrijecida ou parcialmente enrijecida	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	4	0,14	0,35	0,020	0,80	$R/t \leq 5$	
			Interno	13	0,23	0,14	0,010	0,90		
		Carregamento ou reação em duas mesas	Externo	13	0,32	0,05	0,040	0,90	$R/t \leq 3$	
			Interno	24	0,52	0,15	0,001	0,80		
	Mesa não enrijecida		Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	4	0,40	0,60	0,030	0,85	$R/t \leq 2$
				Interno	13	0,32	0,10	0,010	0,85	$R/t \leq 1$
			Carregamento ou reação em duas mesas	Externo	2	0,11	0,37	0,010	0,75	$R/t \leq 1$
				Interno	13	0,47	0,25	0,040	0,80	

A Tabela 6-4 deve ser aplicada apenas para perfis Z, em que  $h/t \leq 200$ ,  $N/t \leq 200$ ,  $N/h \leq 2,0$  e  $\theta = 90^\circ$ . Além disso para o caso ITF, a distância entre a borda do apoio e a borda da região de aplicação da carga concentrada, não deve ser superior a  $2,5h$ , quando a mesa encontra-se presa ao apoio. Para o caso em que a mesa não se encontra presa ao apoio, o limite máximo é de  $1,5h$ .

Tabela 6-4 - Coeficientes e fatores de resistência à corrugação para Perfis Z

Condição do apoio e da mesa		Tipo de carregamento		C	$C_R$	$C_N$	$C_h$	LRFD $\phi$	Limite	
Apoio conectado	Mesa enrijecida ou parcialmente enrijecida	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	4	0,14	0,35	0,020	0,85	R/t≤9	
			Interno	13	0,23	0,14	0,010	0,90	R/t≤5,5	
		Carregamento ou reação em duas mesas	Externo	9	0,05	0,16	0,052	0,85	R/t≤12	
			Interno	24	0,07	0,07	0,040	0,80	R/t≤12	
Apoio não conectado	Mesa enrijecida ou parcialmente enrijecida	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	5	0,09	0,02	0,001	0,85	R/t≤5	
			Interno	13	0,23	0,14	0,010	0,90		
		Carregamento ou reação em duas mesas	Externo	13	0,32	0,05	0,040	0,90	R/t≤3	
			Interno	24	0,52	0,15	0,001	0,80		
	Mesa não enrijecida		Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	4	0,40	0,60	0,030	0,85	R/t≤2
				Interno	13	0,32	0,10	0,010	0,85	R/t≤1
			Carregamento ou reação em duas mesas	Externo	2	0,11	0,37	0,010	0,75	R/t≤1
				Interno	13	0,47	0,25	0,040	0,80	

A Tabela 6-5 deve ser aplicada apenas para perfis I compostos por perfis conectados pela alma, em que  $h/t \leq 200$ ,  $N/t \leq 200$ ,  $N/h \leq 2,0$  e  $\theta = 90^\circ$ .

Tabela 6-5 - Coeficientes e fatores de resistência à corrugação para perfis cartola

Condição do apoio e da mesa	Tipo de carregamento	C	C <sub>R</sub>	C <sub>N</sub>	C <sub>h</sub>	LRFD φ	Limite	
Apoio conectado	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	4	0,25	0,68	0,04	0,75	R/t≤5
		Interno	17	0,13	0,13	0,04	0,85	R/t≤10
	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	9	0,10	0,07	0,03	0,85	R/t≤10
		Interno	10	0,14	0,22	0,02	0,85	
Apoio não conectado	Carregamento ou reação nas duas mesas	Externo	4	0,25	0,68	0,04	0,75	R/t≤4
		Interno	17	0,13	0,13	0,04	0,85	R/t≤4

A Tabela 6-6 deve ser aplicada apenas para perfis I compostos por perfis conectados pela alma, em que  $h/t \leq 200$ ,  $N/t \leq 210$ ,  $N/h \leq 3,0$  e  $\theta = 90^\circ$ .

Tabela 6-6 - Coeficientes e fatores de resistência à corrugação de perfis telhas (Chapas corrugadas)

Condição do apoio e da mesa	Tipo de carregamento	C	C <sub>R</sub>	C <sub>N</sub>	C <sub>h</sub>	LRFD φ	Limite	
Apoio conectado	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	4	0,04	0,25	0,025	0,9	R/t≤20
		Interno	8	0,10	0,17	0,004	0,85	R/t≤10
	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	9	0,12	0,14	0,040	0,85	R/t≤10
		Interno	10	0,11	0,21	0,020	0,85	
Apoio não conectado	Carregamento ou reação nas duas mesas	Externo	3	0,04	0,29	0,028	0,6	R/t≤20
		Interno	8	0,10	0,17	0,004	0,85	
	Carregamento ou reação em uma mesa	Externo	6	0,16	0,15	0,050	0,8	R/t≤5
		Interno	17	0,10	0,10	0,046	0,8	

Com os valores das tabelas anteriormente citadas, para cada situação tem-se um valor para o coeficiente de minoração  $\phi_w$ . Dessa forma, para o efeito de corrugação tem-se como valor de projeto a seguinte equação:

$$P_d = \phi_w \cdot P_n \tag{6.60}$$

### 6.6.1 EXEMPLO 8

Analisar se o perfil do EXEMPLO 5 é capaz de resistir à corrugação quando submetido ao carregamento definido no mesmo exemplo. Considerar as informações fornecidas anteriormente.

Solução:

Inicialmente é necessário definir as reações nas extremidades, bem como verificar se a equação (6.59) e a respectiva tabela para o tipo de perfil podem ser utilizadas.

$$P_u = 1,6 \frac{w_{lifel}}{2} = (1,6) \frac{(2,96)(1,8)}{2} = 4,3 \text{ kN}$$

$$P_n = Ct^2 F_y \sin \theta \left( 1 - C_R \sqrt{\frac{R}{t}} \right) \left( 1 - C_N \sqrt{\frac{N}{t}} \right) \left( 1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}} \right)$$

$$F_y = 228 \text{ MPa};$$

$$\theta = 90^\circ;$$

$$R = 2,2 \text{ mm};$$

$$t = 1,4 \text{ mm};$$

Em seguida é necessário verificar se a condição a qual o perfil se encontra possibilita a adoção do método de cálculo proposto pelo AISI/07:

$$\frac{h}{t} = \frac{144,7}{1,4} = 103,3 < 200 \text{ OK}$$

$$\frac{N}{t} = \frac{150}{1,4} = 107,1 \leq 200 \text{ OK}$$

$$\frac{N}{h} = \frac{150}{144,7} = 1 \leq 2 \text{ OK}$$

$$\theta = 90^\circ$$

Segundo a Tabela 6-3, para perfis C simples, apoiados e com reação em uma única mesa, tem-se:

$$C = 4$$

$$C_R = 0,4$$

$$C_N = 0,6$$

$$C_h = 0,03$$

$$\phi_w = 0,85$$

Analisando o limite da relação  $R/t$ , tem-se:

$$\frac{R}{t} = \frac{2,2}{1,4} = 1,57 \leq 2 \text{ OK}$$

$$P_n = Ct^2 F_y \sin \theta \left( 1 - C_R \sqrt{\frac{R}{t}} \right) \left( 1 + C_N \sqrt{\frac{N}{t}} \right) \left( 1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}} \right) =$$

$$P_n = (4) \left( \frac{1,4}{1000} \right)^2 (228)(10^3)(1) \left( 1 - (0,4) \sqrt{\frac{2,2}{1,4}} \right) \left( 1 + (0,6) \sqrt{\frac{150}{1,4}} \right) \left( 1 - 0,03 \sqrt{\frac{144,7}{1,4}} \right)$$

$$= 4,46kN$$

$$\varphi_n P_n = (0,85)(4,46) = 3,8kN < 4,3kN$$

Dessa forma, como o valor resistivo foi menor que o valor da carga atuante de projeto, seria necessário adotar uma solução diferente, podendo adotar reforço contra corrugação ou diminuir a carga atuante.

## 6.7 COMBINAÇÃO ENTRE FLEXÃO E CORRUGAÇÃO DA ALMA

Com o método de cálculo adotado pelo AISI/07 e apresentado no item 6.6 é possível calcular o efeito causado por cargas concentradas na mesa dos perfis de chapa dobrada. Todavia, a carga de projeto para a corrugação não considera efeito de outras tensões, como por exemplo tensões normais devido à flexão. Em vigas contínuas ocorre frequentemente em apoios intermediários um momento negativo grande juntamente com uma considerável reação de apoio. Em vigas bi apoiadas este fato também pode ocorrer no centro do vão, quando aplicadas cargas concentradas. Nestes locais, onde há simultaneidade de tensões normais e de cisalhamento na alma, a resistência à corrugação pode diminuir significativamente. Um grande número de pesquisadores levou a cabo experiências visando construir fórmulas de interação.

### 6.7.1 VIGAS COM ALMAS SIMPLES

Ensaio realizados nas Universidades de Missouri-Rolla e Cornell, nos fornecem a correlação abaixo, cuja inequação deve ser satisfeita, para que seja garantida a segurança perante o efeito combinado de flexão e corrugação:

$$0,91 \cdot \left(\frac{P}{P_n}\right) + \left(\frac{M}{M_{nx0}}\right) \leq 1,33\varphi \quad (6.61)$$

Onde,

$P$  = Carga solicitante concentrada, ou reação, com atuação do momento fletor;

$P_n$  = Resistência característica do perfil a carga concentrada sem flexão, de acordo com o item 6.6;

$M$  = Momento requerido atuante na seção onde atua a carga localizada;

$M_{nx0}$  = Momento característico resistente do perfil, em torno do eixo de simetria, sem considerar a flambagem lateral;

$\varphi = 0,90$ .

Exceção: em apoios internos de vãos contínuos, a fórmula acima não se aplica para pisos ou vigas com duas ou mais almas simples. Sendo assim, na região do momento negativo, as extremidades comprimidas de almas adjacentes deverão ser travadas lateralmente por elementos de mesa ligados de forma contínua ou intermitente, travamento lateral ou chapeamento rígido. O espaçamento entre as almas adjacentes não deve exceder 10 polegadas (254 mm).

Obs.: ensaios realizados nas Universidades de Missouri e Cornell, demonstram que quando a relação entre o máximo momento fletor no ponto de aplicação da carga concentrada e o momento de cálculo for inferior a 0,35, a presença do momento fletor não será tão problemática para a resistência à corrugação e não influirá sensivelmente na redução da resistência desta última. Por outro lado, percebe-se que, quando a relação entre a máxima carga concentrada existente e a carga de cálculo à corrugação pura for inferior a 0,4, a resistência à corrugação não será abalada pela atuação da força cortante.

### 6.7.2 VIGAS COM SEÇÃO I, COM ALTO GRAU DE RESTRIÇÃO CONTRA A ROTAÇÃO DA ALMA

Um exemplo de perfil descrito para este item seria o próprio perfil I composto por 2 perfis C conectados pela alma. Os ensaios realizados nas universidades de Cornell e Missouri-Rolla, nos fornecem a correlação abaixo, cuja inequação deverá ser satisfeita para que a segurança contra o efeito combinado de flexão e corrugação seja garantida.

$$0,88 \cdot \left(\frac{P}{P_n}\right) + \left(\frac{M}{M_{nx0}}\right) \leq 1,46\varphi \quad (6.62)$$

Onde  $\varphi = 0,90$ .

### 6.7.3 VIGAS COM DUAS SEÇÕES Z ALINHADAS

Para esta situação, a condição para que a ação da corrugação em conjunto com o momento fletor seja viável, tem-se:

$$0,86 \cdot \left(\frac{P}{P_n}\right) + \left(\frac{M}{M_{nx0}}\right) \leq 1,65\varphi \quad (6.63)$$

Onde:

$$\varphi = 0,90.$$

Essa equação só poderá ser utilizada, se as seguintes condições forem aceitas:

$$h/t \leq 150;$$

$$N/t \leq 140;$$

$$F_y \leq 483 \text{ MPa};;$$

$$R/t \leq 5,5.$$

Obs.: para que o efeito de corrugação atuando juntamente com o momento fletor seja possível, independente dos casos citados anteriormente, para a combinação de duas seções consecutivas, esses devem apresentar no mínimo dois parafusos A307 de 12,7 mm de diâmetro unindo suas almas, enquanto que suas mesas devem estar conectadas no apoio por um mínimo de 2 parafusos, do mesmo tipo do anterior. As almas das duas seções devem estar em contato. A razão entre a parte mais grossa e mais fina não deve ser superior a 1,3.

### 6.8 COMBINAÇÃO ENTRE FLEXÃO E CARREGAMENTO TORCIONAL

Para paredes não enrijecidas lateralmente sujeitas tanto a flexão quanto carregamento torcional, a resistência a flexão calculada de acordo com o item 6.2 deve ser reduzido ao se multiplicar por um fator de redução  $R$ , que está descrito na equação abaixo:

$$R = \frac{f_{flexão}}{f_{flexão} + f_{torção}} \quad (6.64)$$

Onde:

$f_{flexão}$  = tensão normal devido apenas a flexão

$f_{torção}$  = tensão normal devido apenas a torção

As tensões devem ser calculadas no ponto da seção transversal que ocorre a máxima combinação de tensões. O cálculo da tensão normal devido ao carregamento torcional deve ser feito

utilizando a área da seção transversal completa, enquanto que o cálculo da tensão normal devido a flexão deve ser feito utilizando a área da seção efetiva.

Para perfis C com mesas enrijecidas, se a máxima combinação de compressão ocorrer na junção da alma e da mesa, o fator  $R$  pode ser aumentado em 15 por cento, mas não pode exceder o valor absoluto de 1,0.

## 7 BARRAS COMPRIMIDAS

### 7.1 INTRODUÇÃO

Perfis de chapa dobrada a frio podem ser usados para suportar cargas de compressão aplicadas através de seu centro de gravidade.

As seções transversais de barras comprimidas podem ser compostas inteiramente por paredes enrijecidas, paredes não-enrijecidas ou uma combinação de paredes enrijecidas e não-enrijecidas. Seções não usuais e seções tubulares também podem ser usadas como barras à compressão.

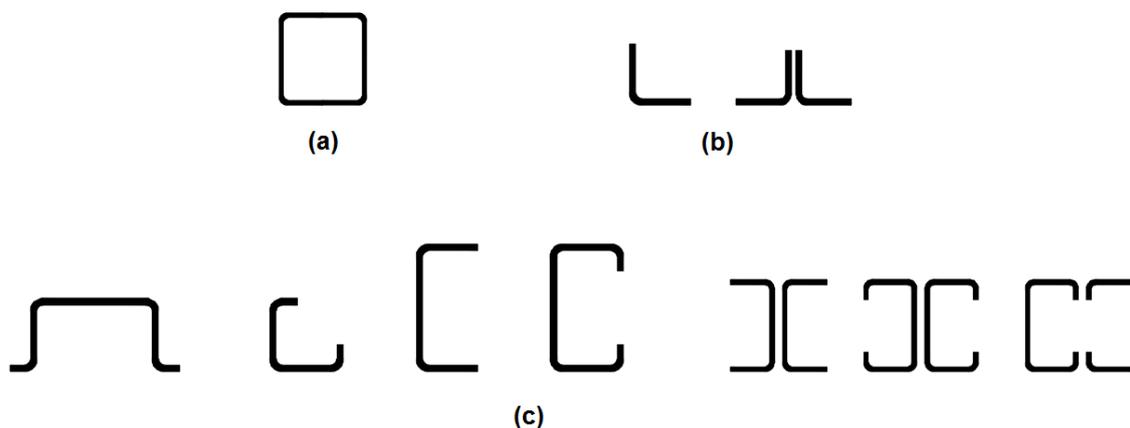


Figura 7-1 - Tipos de seções utilizadas como barras comprimidas.

Onde,

- (a) Seções compostas inteiramente por paredes enrijecidas.
- (b) Seções compostas inteiramente por paredes não-enrijecidas.
- (c) Seções compostas por combinação de paredes enrijecidas e não enrijecidas.

### 7.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS APLICÁVEIS

Seções de barras de chapa dobrada a frio normalmente são compostas de paredes bastante delgadas e, em muitos casos o centro de cisalhamento não coincide com o centroide da seção. Portanto, no projeto de barras comprimidas deve-se considerar os seguintes tipos de ruína dependendo das características da seção, espessura da chapa, e do comprimento da barra:

- 1) Escoamento da seção
- 2) Flambagem global da barra
  - a) Flambagem por flexão em relação a um eixo principal

- b) Flambagem por torção em relação ao centro de cisalhamento
  - c) Flambagem por flexo-torção
- 3) Flambagem local das paredes.

Sendo assim para o dimensionamento de perfis submetidos à compressão centrada, segundo o AISI/07, deve ser feito às seguintes condições de análise:

- 1) Cálculo das tensões de flambagem elástica da coluna (flexão, torção ou flexo-torção) para toda a seção não-reduzida.
- 2) Determinação da tensão de ruína nominal (flambagem elástica, flambagem inelástica, ou escoamento).
- 3) Cálculo da carga nominal da coluna baseada na tensão de ruína governante e na área efetiva.
- 4) Determinação da carga limite da coluna pela carga nominal da coluna e o fator de segurança especificado.

O efeito da flambagem local na resistência de colunas foi considerado nas especificações do AISI, durante o período de 1946 até 1986, pela utilização do fator  $Q$  na determinação da tensão admissível de projeto de barras à compressão axial. Apesar do método do fator  $Q$  ter sido utilizado com êxito no passado, investigações na Universidade de Cornell e outros institutos demonstraram que esse método necessitava de melhoramentos. Com base no resultado de testes e estudos analíticos de Dewolf, Pekoz, Winter, Kalyanaraman, e Loh, Pekoz demonstrou que a aproximação pelo fator  $Q$  pode estar contra a segurança para colunas que possuam elementos enrijecidos com grande relação largura/espessura ( $w/t$ ), particularmente para aquelas que tenham índice de esbeltez próxima a 100. Por outro lado, o método do fator  $Q$  apresenta resultados muito conservadores para seções do tipo I com elementos não-enrijecidos, especialmente para colunas com pequenos índices de esbeltez. Conseqüentemente, o fator  $Q$  foi eliminado na edição de 1986 das especificações do AISI. A partir de então, para refletir o efeito da flambagem local na resistência de colunas, a carga de projeto de colunas é determinada pela tensão crítica de flambagem governante e pela área efetiva,  $A_e$ , ao invés da área total da seção transversal. Para seções em C e Z, e cantoneiras simples com mesas não-enrijecidos, a carga nominal da coluna é limitada pela carga de flambagem da coluna, que é calculada pela tensão de flambagem local do flange não-enrijecido, e pela área total da seção não reduzida.

### 7.2.1 SEÇÕES NÃO SUJEITAS A FLAMBAGEM POR TORÇÃO OU FLEXO-TORÇÃO

Para perfis de seções duplamente simétricas, seções fechadas ou qualquer outro tipo de seção que mostre ser resistente a flambagem por torção ou flexo-torção, a tensão elástica de flambagem pode ser descrita como na equação de Euler.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (7.1)$$

## 7.2.2 FLAMBAGEM ELÁSTICA A TORÇÃO OU FLEXO-TORÇÃO

### 7.2.2.1 EQUAÇÃO CARACTERÍSTICA

Normalmente as seções fechadas não tendem a flambar por flexo-torção ou torção pura devido à sua grande rigidez à torção. Entretanto as seções abertas de parede fina possuem pequena rigidez à torção, estando passíveis a apresentar ruína por três modos de instabilidade global (flambagem por flexão, flambagem por torção ou flambagem por flexo-torção).

Quando uma coluna de seção aberta flamba por flexo-torção, ocorre flexão e torção da seção simultaneamente. Como mostrado na Figura 7-2, a seção se desloca transversalmente de uma quantidade “ $u$ ” e “ $v$ ” na direção dos eixos globais “ $X$ ” e “ $Y$ ” e gira de um ângulo  $\varphi$  em relação ao centro de cisalhamento.

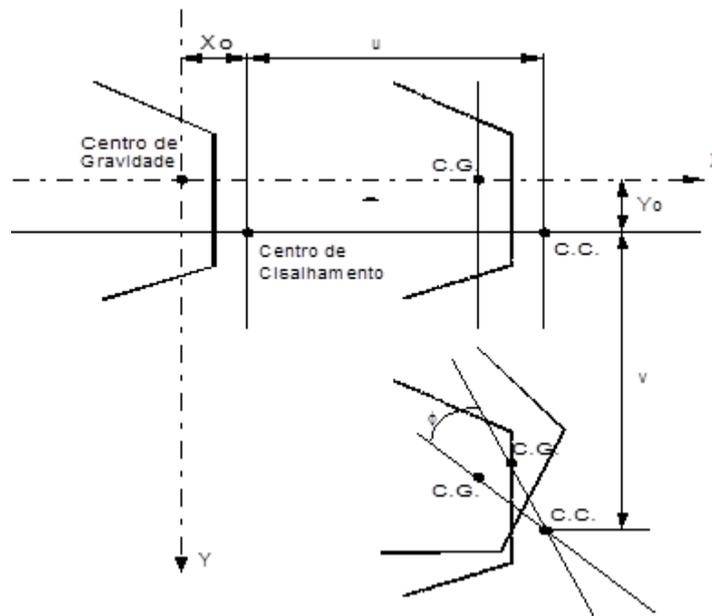


Figura 7-2 - Deslocamento de uma seção assimétrica durante a flambagem por flexo-torção

$$EI_x v^{iv} + P v'' - P x_0 \varphi'' = 0 \quad (7.2)$$

$$EI_y u^{iv} + P u'' - P y_0 \varphi'' = 0 \quad (7.3)$$

$$EC_w \varphi^{iv} - (GJ - Pr_0^2) \varphi'' + P y_0 v'' - P x_0 u'' = 0 \quad (7.4)$$

Onde:

$I_x$  = Momento de inércia em relação ao eixo X

$I_y$  = Momento de inércia em relação ao eixo Y

$u$  = Deslocamento transversal na direção X

$v$  = Deslocamento transversal na direção Y

$\varphi$  = Ângulo de rotação

$x_0$  = Coordenada do centro de cisalhamento em relação ao eixo X

$y_0$  = Coordenada do centro de cisalhamento em relação ao eixo Y

$E$  = Módulo de elasticidade  $\approx 2,074 \cdot 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>

$G$  = Módulo de elasticidade transversal =  $0,385 \cdot E$

$J$  = Módulo de inércia de Saint. Venant =  $1/3 \cdot \sum l_i \cdot t_i^3$

$C_w$  = Constante de empenamento da seção transversal

$r_0$  = Raio polar de giração da seção transversal em relação ao centro de cisalhamento, que é igual a:  $(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)^{1/2}$

$r_x, r_y$  = Raio de giração em relação aos eixos X e Y

Todas as derivadas estão relacionadas com o eixo Z (ao longo do eixo da coluna).

Aplicando as condições de contorno apropriadas, o equilíbrio de uma coluna submetida a uma carga axial  $P$  leva à seguinte equação característica:

$$r_0^2(P_{cr} - P_x)(P_{cr} - P_y)(P_{cr} - P_z) - P_{cr}^2 y_0^2 (P_{cr} - P_x) - P_{cr}^2 x_0^2 (P_{cr} - P_y) = 0 \quad (7.5)$$

Onde:

$$P_x = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad \text{Carga de flambagem por flexão de Euler sobre o eixo } x \quad (7.6)$$

$$P_y = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad \text{Carga de flambagem por flexão de Euler sobre o eixo } y \quad (7.7)$$

$$P_z = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} + GJ \right] \left( \frac{1}{r_0^2} \right) \quad \text{Carga de flambagem por torção} \quad (7.8)$$

Onde:

$K$ : fator de comprimento efetivo de flambagem

$L$ : comprimento entre pontos travados

O modo de flambagem de uma coluna pode ser determinado pela equação (7.5). A carga crítica de flambagem é o menor valor entre as três raízes de  $P_{cr}$ . Os itens seguintes indicam o modo possível de flambagem para os variados tipos de seção.

### 7.2.2.2 SEÇÕES SIMÉTRICAS PONTO E SEÇÕES DUPLAMENTE SIMÉTRICAS

Para seções duplamente simétricas, tais como seções tipo I ou caixa e seções simétricas ponto, o centro de cisalhamento coincide com o centro de gravidade da seção, isto é:

$$x_0 = y_0 = 0 \quad (7.9)$$

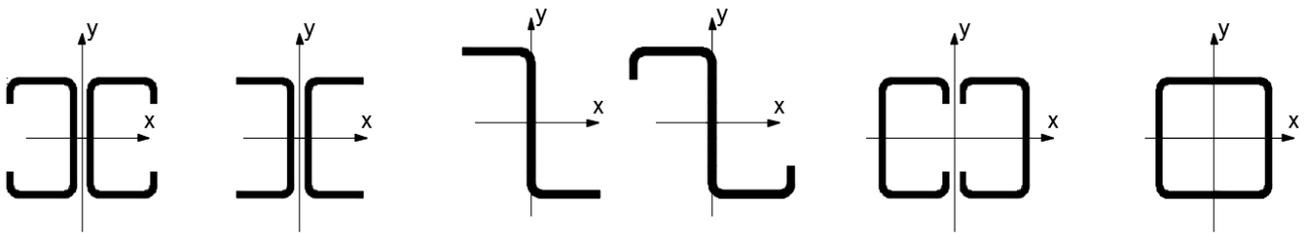


Figura 7-3 - Tipos de seções simétricas ponto e duplamente simétricas

Para este caso, a equação característica fica:

$$(P_{cr} - P_x)(P_{cr} - P_y)(P_{cr} - P_z) = 0 \quad (7.10)$$

A carga crítica de flambagem é o menor valor entre as três raízes da equação:

$$(P_{cr})_1 = P_x \quad (7.11)$$

$$(P_{cr})_2 = P_y \quad (7.12)$$

$$(P_{cr})_3 = P_z \quad (7.13)$$

Verificando as cargas de flambagem possíveis, conclui-se que para seções duplamente simétricas, a coluna entrará em ruína por flambagem por flexão ( $P_x$ ,  $P_y$ ) ou por torção pura ( $P_z$ ), dependendo do comprimento da barra e da forma da seção. Para a maioria das seções a tensão de flambagem por torção é similar à tensão de flambagem local. Desta forma, as barras normalmente não flambam por torção pura, desde que bem dimensionadas à flambagem local. Portanto, a tensão elástica para flambagem por flexão é:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (7.14)$$

Onde  $(KL/r)$  é a esbelteza máxima.

Se o projetista quiser verificar a tensão de flambagem por torção a equação (7.15) pode ser usada.

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (7.15)$$

Onde:

$A$  = área completa da seção transversal

### 7.2.2.3 SEÇÕES MONOSSIMÉTRICAS

As seções monossimétricas mais usuais em estruturas de chapa dobrada a frio são as cantoneiras, perfis U simples e enrijecidos, cartola, seções T e seções tipo I. Considerando o eixo X como eixo de simetria, a distância "y<sub>0</sub>" entre o centro de cisalhamento e o centro de gravidade na direção do eixo Y é igual a zero. A equação (7.5) se reduz a:

$$(P_{cr} - P_y)[r_0^2(P_{cr} - P_x)(P_{cr} - P_z) - (P_{cr}x_0)^2] = 0 \quad (7.16)$$

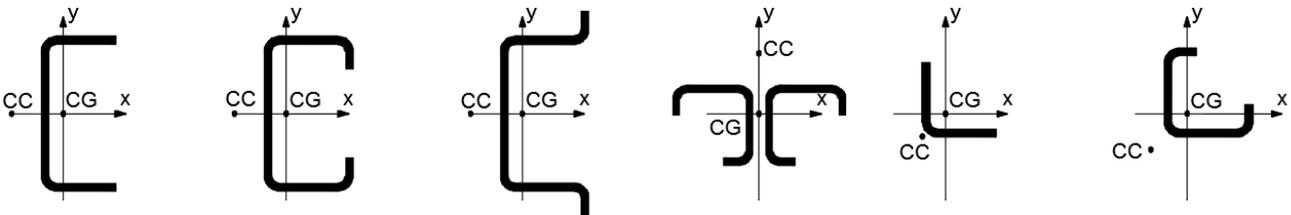


Figura 7-4 - Tipos de seções monossimétricas

Para esse caso uma das soluções é:

$$(P_{cr})_1 = P_y = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (7.17)$$

Que é a carga crítica de flambagem por flexão com relação ao eixo Y. As outras duas soluções para a carga de flambagem por flexo-torção podem ser obtidas através da solução da seguinte equação quadrática:

$$r_0^2(P_{cr} - P_x)(P_{cr} - P_z) - (P_{cr}x_0)^2 = 0 \quad (7.18)$$

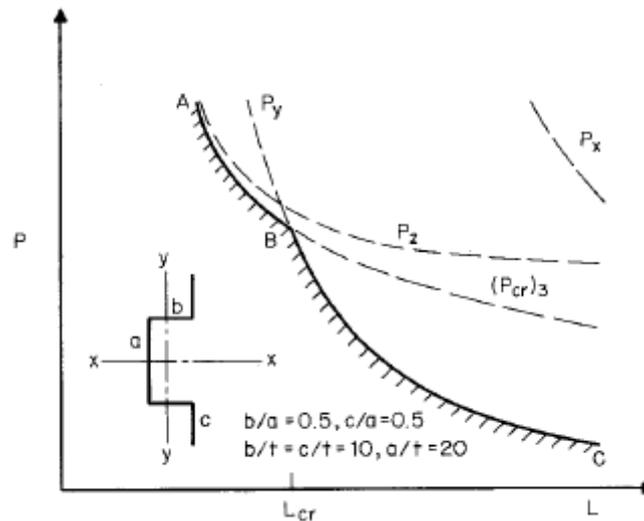
Fazendo:

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2 \quad (7.19)$$

Temos: 
$$(P_{cr})_2 = \frac{1}{2\beta} \left[ (P_x + P_z) + \sqrt{(P_x + P_z)^2 - 4\beta P_x P_z} \right] \quad (7.20)$$

$$(P_{cr})_3 = \frac{1}{2\beta} \left[ (P_x + P_z) - \sqrt{(P_x + P_z)^2 - 4\beta P_x P_z} \right] \quad (7.21)$$

$(P_{cr})_3$  é sempre menor do que  $(P_{cr})_2$ . Desta forma, a (7.21) pode ser usada para a determinação da carga crítica de flambagem por flexo-torção.  $(P_{cr})_3$  é sempre menor que  $P_x$  e  $P_z$ , mas pode ser maior que  $P_y$ , como mostrado na figura abaixo.



Portanto a tensão crítica de flambagem elástica para seções sujeitas à flambagem por torção ou flexo-torção é o menor valor entre:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (7.22)$$

e 
$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right] \quad (7.23)$$

Onde, 
$$\sigma_{ex} = \frac{P_x}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} \quad (7.24)$$

Onde  $F_e$  é a tensão de flambagem elástica por flexão ou flexo-torção, dependendo da situação analisada. Para o caso do  $\sigma_t$ , o cálculo do seu valor fora definido pela equação (7.15).

#### 7.2.2.4 SEÇÕES NÃO SIMÉTRICAS

Se a coluna de seção aberta não tiver simetria com relação a um eixo, nem com relação a um ponto, todas as três cargas de flambagem possíveis são do tipo flexo-torcional. O valor mais baixo de  $P_{cr}$  é sempre menor do que o mais baixo entre os valores de  $P_x$ ,  $P_y$  e  $P_z$ .

A tensão de flambagem elástica ( $F_e$ ) deve ser determinada por análise racional. Ela pode ser calculada através da seguinte equação por tentativa e erro:

$$\left(\frac{F_e^3}{\sigma_{ex}\sigma_{ey}\sigma_t}\right)\alpha - \left(\frac{F_e^2}{\sigma_{ey}\sigma_t}\right)\gamma - \left(\frac{F_e^2}{\sigma_{ex}\sigma_t}\right)\beta - \left(\frac{F_e^2}{\sigma_{ex}\sigma_{ey}}\right) + \frac{F_e}{\sigma_{ex}} + \frac{F_e}{\sigma_{ey}} + \frac{F_e}{\sigma_t} = 1 \quad (7.25)$$

No cálculo, a seguinte equação pode ser usada como primeira aproximação:

$$F_e = \left[ (\sigma_{ex}\sigma_{ey} + \sigma_{ex}\sigma_t + \sigma_{ey}\sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex}\sigma_{ey} + \sigma_{ex}\sigma_t + \sigma_{ey}\sigma_t)^2 - 4(\sigma_{ex}\sigma_{ey}\sigma_t)(\gamma\sigma_{ex} + \beta\sigma_{ey}\sigma_t)} \right] \cdot \left[ \frac{1}{2(\gamma\sigma_{ex} + \beta\sigma_{ey} + \sigma_t)} \right] \quad (7.26)$$

Onde:

$$\alpha = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2 - \left(\frac{y_0}{r_0}\right)^2 \quad (7.27)$$

$$\gamma = 1 - \left(\frac{y_0}{r_0}\right)^2 \quad (7.28)$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2 \quad (7.29)$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} \quad (7.30)$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} \quad (7.31)$$

Para o caso de  $\sigma_t$  e  $\sigma_{ex}$ , os valores foram definidos anteriormente.

#### 7.2.3 ESCOAMENTO

Sabe-se que uma coluna bem curta e compacta submetida a uma carga axial de compressão pode vir a ruir por escoamento. Para esse caso a carga de escoamento é simplesmente:

$$P_y = AF_y \quad (7.32)$$

Onde,

$A$  = área da seção transversal da coluna

$F_y$  = limite de escoamento do aço

## 7.3 RESISTÊNCIA DE PROJETO

### 7.3.1 ATÉ O AISI/91

#### 7.3.1.1 FLAMBAGEM ELÁSTICA

A carga crítica de flambagem elástica para uma peça longa pode ser determinada pela seguinte equação de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (7.33)$$

Onde,

$F_e$  = tensão elástica de flambagem

$E$  = módulo de elasticidade

$I$  = momento de inércia

$r$  = raio de giração da seção não reduzida em torno do eixo de flambagem

$L$  = comprimento da coluna

$K$  = fator de comprimento efetivo que será explicado no item 7.4

Entretanto, a equação de Euler não é aplicável para peças esbeltez pequena ou moderada. Isto acontece por que a tensão é inferior a um determinado limite de proporcionalidade que faz com que a flambagem se torne inelástica.

#### 7.3.1.2 FLAMBAGEM INELÁSTICA

Na análise de flambagem de colunas por flexão na fase inelástica, dois conceitos foram usados no passado. Eles são o método do módulo tangente e o método do modelo reduzido.

O método do modelo tangente foi proposto por Engesser em 1889. Baseado nesse método, a carga crítica é:

$$P_T = \frac{\pi^2 E_t I}{(KL)^2} \quad (7.34)$$

E a tensão crítica de flambagem é:

$$\sigma_T = \frac{\pi^2 E_t}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (7.35)$$

Onde  $E_t$  é o módulo tangente.

Em 1895 Jasinky indicou que o conceito do módulo tangente não incluía o efeito de descarga elástica. Engesser então corrigiu sua teoria e desenvolveu o conceito do módulo reduzido ou duplo módulo, onde:

$$P_R = \frac{\pi^2 E_r I}{(KL)^2} \quad (7.36)$$

$$\sigma_R = \frac{\pi^2 E_r}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (7.37)$$

Onde:

$$E_r = E \left(\frac{I_1}{I}\right) + E_t \left(\frac{I_2}{I}\right) \quad (7.38)$$

$E_r$  = Módulo reduzido

$I_1$  = momento de inércia com relação ao eixo neutro da área não submetida ao carregamento após a flambagem

$I_2$  = momento de inércia com relação ao eixo neutro da área submetida ao carregamento após a flambagem

Muitas investigações posteriores indicaram que para os casos estudados, a carga máxima é maior que a carga do módulo tangente por 5% ou menos.

Em vista do fato de que a resistência do módulo tangente indica uma boa aproximação para a resistência da coluna, o Column Research Council sugeriu que as fórmulas para projeto de colunas de aço deveriam ser baseadas no conceito do módulo tangente. Por essa razão sempre que a tensão de Euler calculada estiver acima do limite de proporcionalidade, o módulo tangente deve ser usado para determinar a tensão de flambagem.

O Structural Stability Research Council indicava que a equação (7.35), para perfis de chapa dobrada a frio, podia ser conservadoramente aproximada pela fórmula a seguir, assumindo que o limite de proporcionalidade efetivo era igual à metade do limite de escoamento.

$$F_i = F_y \left(1 - \frac{F_y}{4F_e}\right) = F_y - \left(\frac{F_y^2}{4\pi^2 E}\right) \left(\frac{KL}{r}\right) \quad (7.39)$$

A figura abaixo mostra que o valor  $\sqrt{2\pi^2 E/F_y}$  é o limite de esbeltez, definido como  $KL/r$ , que corresponde a uma tensão igual a  $F_y/2$ . Quando a esbeltez é maior que este limite, a peça é governada flambagem elástica, e quando menor que o limite de esbeltez, é governada pela flambagem inelástica.

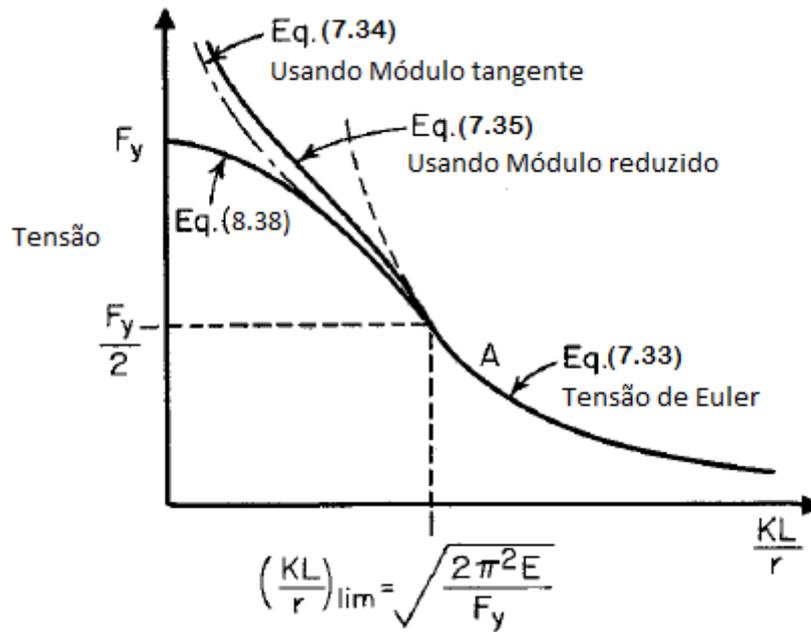


Figura 7-5 – Tensão de flambagem a flexão

### 7.3.2 APÓS O AISI/96

Na edição de 1996 do AISI, a carga de projeto, para colunas em que a resultante de todas as cargas atuando na barra é uma carga axial passando pelo centroide da seção, passou a ser:

$$P_d = \varphi_c \cdot P_n \quad (7.40)$$

Onde:

$$P_n = A_e \cdot F_n \quad (7.41)$$

$$\varphi_c = 0,85$$

$A_e$  = área efetiva para a tensão  $F_n$

$F_n$  = resistência nominal de projeto determinada como a seguir:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1,5: \quad F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (7.42)$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1,5: \quad F_n = \left( \frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (7.43)$$

Onde:

$$\lambda_c = \sqrt{F_y/F_e} \tag{7.44}$$

$F_e$  é o menor valor da tensão de flambagem elástica de flexão, torção ou flexo-torção, determinado como descrito anteriormente para os diferentes tipos de seções.

Obs. 1: As seções de cantoneiras deverão ser projetadas para a carga axial,  $P_d$ , atuando simultaneamente com um momento igual a  $PL/1000$ , aplicado em relação ao menor eixo principal, provocando compressão nas extremidades das abas da cantoneira.

Obs. 2: A esbelteza,  $KL/r$ , de todas as barras à compressão, de preferência, não deverá exceder 200, exceto durante a construção quando não deverá exceder 300.

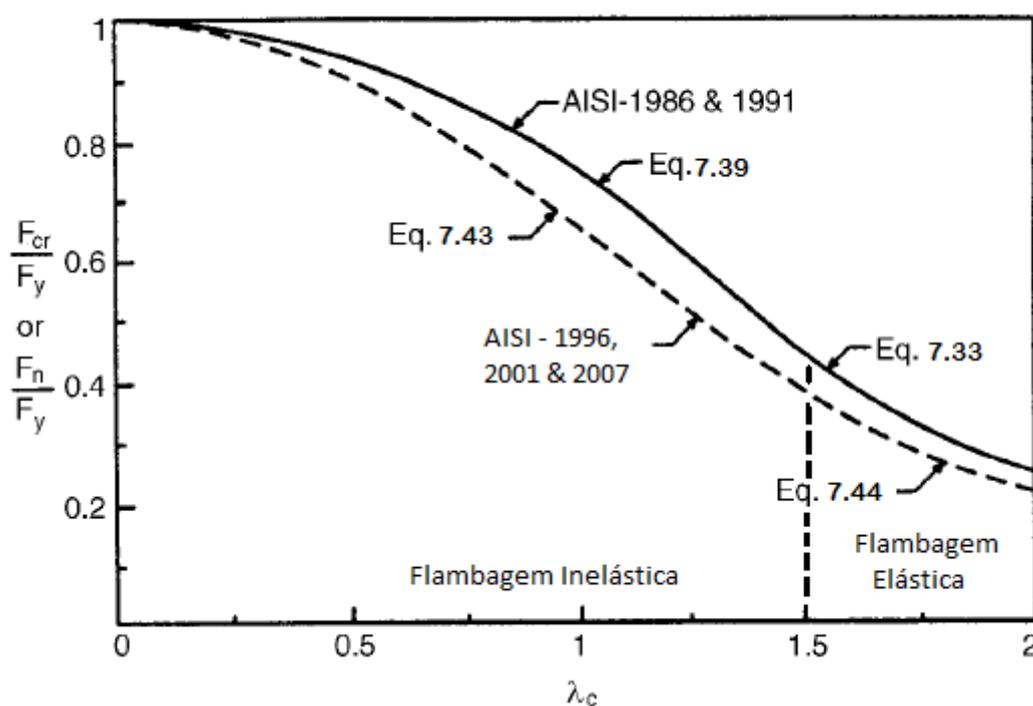


Figura 7-6 –Comparativo entre as equações para tensão crítica de flambagem

### 7.3.3 EXEMPLO 9

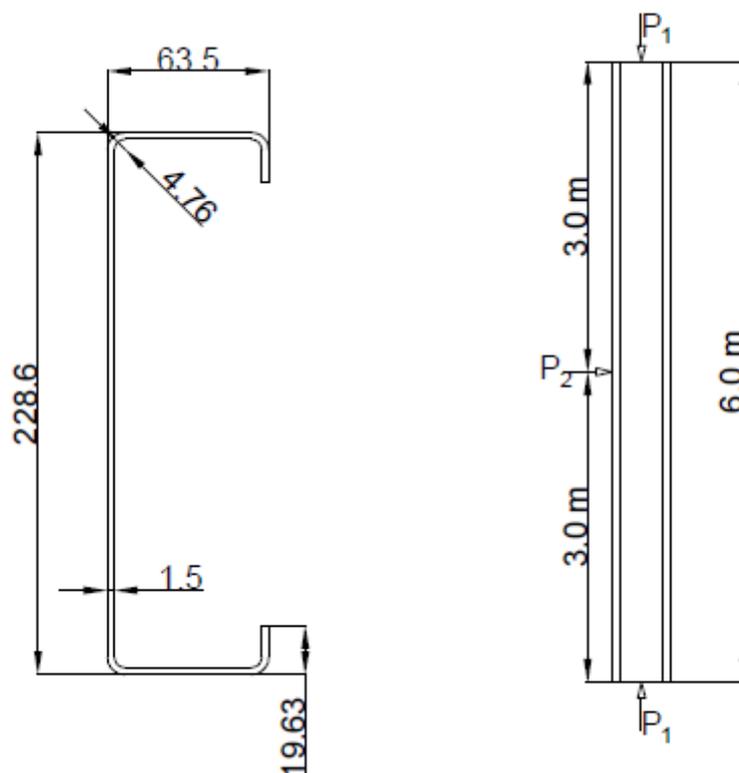


Figura 7-7 - Perfil C enrijecido submetido à compressão centrada

Analisar a combinação entre momento fletor e compressão centrada para perfil analisado no EXEMPLO 2, levando em conta o valor do  $S_e$  encontrado.

Dados iniciais:

$$F_y = 380 \text{ MPa}$$

$$H = 228,6 \text{ mm};$$

$$B = 63,5 \text{ mm};$$

$$r = 4,76 \text{ mm};$$

$$t = 1,5 \text{ mm};$$

$$D = 19,63 \text{ mm};$$

$$A_g = 5,68 \text{ cm}^2;$$

$$I_x = 428,72 \text{ cm}^2;$$

$$r_x = 8,68 \text{ cm};$$

$$P_1(\text{permanente}) = 2,2 \text{ kN};$$

$$P_1(\text{variável}) = 8,9 \text{ kN};$$

$$P_2(\text{permanente}) = 0,4 \text{ kN};$$

$$P_2(\text{variável}) = 2,2 \text{ kN};$$

- 1) As extremidades encontram-se com apoios de segundo gênero;
- 2) Seção travada contra torção lateral, flexo-torção e flambagem distorcional
- 3)  $K_x = 1.0$ ,  $L_x = 6.0\text{m}$ ;

a) Análise do momento resistente

Partindo do  $S_e = 30,97 \text{ cm}^3$  obtido no EXEMPLO 2, tem-se para o máximo momento suportado, visto que o elemento encontra-se travado contra flambagem lateral encontra-se travado contra flambagem lateral por torção e flambagem distorcional, tem-se:

$$M_n = S_e F_y = \left( \frac{30,97}{10^6} \right) (380)(10^3) = 11,7 \text{ kNm}$$

b) Análise da carga axial resistente

Como o perfil encontra-se livre a flambagem apenas perpendicularmente ao eixo x, tem-se:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL_x}{r_x} \right)^2} = \frac{\pi^2 (203)(10^3)}{\left( (1) \left( \frac{6}{\frac{8,68}{100}} \right) \right)^2} = 419,3 \text{ MPa}$$

$$\lambda_c = \sqrt{F_y / F_e} = \sqrt{\frac{(380)}{(419,3)}} = 0,952 < 1,5$$

Sendo assim:

$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y = (0,658^{0,952^2}) 380 = 260 \text{ MPa}$$

c) cálculo da área efetiva para a tensão de compressão obtida anteriormente

c.1) análise da mesa comprimida

$$w = b = B - 2(t + r) = 50,98 \text{ mm} = 50,98 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{50,98}{1,5} = 33,98 \leq 60 \text{ OK}$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} = 1,28 \sqrt{\frac{203000}{260}} = 35,76 \therefore \frac{w}{t} > 0,328S$$

$$I_a = 399 t^4 \left( \frac{w/t}{S} - 0,328 \right)^3 \leq t^4 \left( \frac{115 w/t}{S} + 5 \right)$$

$$= (399) 1,5^4 \left( \frac{33,98}{35,76} - 0,328 \right)^3 = 486,6 \text{ mm}^4 \leq 1,5^4 \left( \frac{115(33,98)}{35,76} + 5 \right) = 578,5 \text{ mm}^4 \text{ OK}$$

$$R_I = \frac{I_s}{I_a} = \frac{298,74}{486,6} = 0,614 < 1 \text{ OK}$$

$$n = \left( 0,582 - \frac{w/t}{4S} \right) = \left( 0,582 - \frac{33,98}{4(35,76)} \right) = 0,344 \geq \frac{1}{3} \text{ OK}$$

$$k = 4,82 - \frac{5D}{w} (R_I)^n + 0,43 \leq 4$$

$$= (4,82 - 5(0,385))(0,614)^{0,344} + 0,43 = 2,88 < 4 \text{ OK}$$

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{t}{w} \right)^2 = \frac{2,88\pi^2(203000)}{12(1-0,3^2)} \left( \frac{1}{33,98} \right)^2 = 457,63 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{260}{457,63}} = 0,753 > 0,673 \Rightarrow \text{a mesa sofre flambagem local}$$

$$\rho = \frac{1 - \frac{0,22}{\lambda}}{\lambda} = \frac{1 - \frac{0,22}{0,753}}{0,753} = 0,940$$

$$b = \rho w = (0,940)(50,98) = 47,92 \text{ mm}$$

c.2) análise do enrijecedor:

$$f = 260 \text{ MPa}$$

$$k = 0,43$$

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{t}{w} \right)^2 = \frac{0,43(203000)}{12(1-0,3^2)} \left( \frac{1}{8,91} \right)^2 = 993,8 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{260}{993,8}} = 0,511 < 0,673$$

$$d'_s = d = 13,37 \text{ mm}$$

$$d_s = d'_s (R_I) = (13,37)(0,614) = 8,21 \text{ mm}$$

c.3)

$$k = 4$$

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 = \frac{4(203000)}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{1}{144,05}\right)^2 = 35,4 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{260}{35,4}} = 2,71 > 0,673$$

$$\rho = \frac{1 - \frac{0,22}{\lambda}}{\lambda} = \frac{1 - \frac{0,22}{2,71}}{2,71} = 0,34$$

$$b = \rho w = (0,34)(216,08) = 73,48 \text{ mm}$$

Tabela 7-1 Cálculo da área efetiva

<i>Elemento</i>	<i>L (mm)</i>
Mesa superior	47,92
Mesa inferior	47,92
Alma	73,48
Curva superior	17,310
Curva inferior	17,310
Enrijecedor superior	8,21
Enrijecedor inferior	8,21
SOMA	220,36

$$A_e = (1,5)(220,36)(10^{-4}) = 330,54 \text{ mm}^2$$

Retornando ao procedimento iniciado em (b), tem-se:

$$P_n = A_e F_n = (330,54)(10^{-6})(260000) = 85,94 \text{ kN}$$

$$P_u = \varphi_c P_n = (0,85)(85,94) = 73,05 \text{ kN}$$

Apesar do exemplo adotar cargas laterais, de forma que conseqüentemente há necessidade de análise do momento de forma conjunta com a compressão axial, esse quesito será abordado no Capítulo 8, finalizando a análise no EXEMPLO 11.

## 7.4 FATOR K DE COMPRIMENTO EFETIVO DE FLAMBAGEM

O comprimento efetivo de flambagem  $KL$  da barra comprimida foi usado para determinar a tensão admissível de flambagem. O fator  $K$  (relação entre o comprimento efetivo da barra comprimida e o comprimento real entre os pontos travados) representa a influência de restrição contra a rotação e translação de ambos os apoios da barra comprimida.

Os valores teóricos de  $K$  e os valores recomendados pelo Structural Stability Research Council são apresentados na Tabela 7-2. Na prática, o valor de  $K=1$  pode ser usado para barras comprimidas

ou colunas de painéis de paredes, com travamentos em X, diagrama de travamento, parede de cisalhamento, ou qualquer tipo de travamento que previna deslocamento transversal relativo entre ambas extremidades. Se a translação é prevenida e a restrição contra a rotação, de uma ou ambas extremidades da barra é garantida, um valor menor do que 1,0 pode ser utilizado no fator de comprimento efetivo.

No dimensionamento de treliças é constatado que uma considerável restrição à rotação pode ser garantida pela continuidade do banzo comprimido, contanto que as barras comprimidas não entrem em escoamento. Levando-se em conta o fato que as barras tracionadas são dimensionadas com um coeficiente de segurança de 1,67, e barras comprimidas são dimensionadas com coeficientes de segurança relativamente maiores, é provável que as barras tracionadas iniciarão o escoamento antes da flambagem das barras comprimidas. Dessa forma, a restrição a rotação garantida pelas barras tracionadas, não pode ser utilizada no cálculo, conforme discutido por Bleich. Por essa razão, barras comprimidas de treliça plana devem ser dimensionadas com  $K=1,0$ .

Tabela 7-2 – Valores de K

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Linha tracejada representando a flambagem do pilar						
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K para condições próximas da ideal	0,65	0,80	1,20	1,00	2,10	2,00
Simbologia dos nós		Rotação fixa Rotação livre Rotação fixa Rotação livre		Translação fixa Translação fixa Translação livre Translação livre		

Para pórticos não travados lateralmente, a estrutura depende da sua própria rigidez a flexão para a estabilidade lateral. Caso um pórtico retangular não travado externamente no seu próprio plano de modo a prevenir a deslocabilidade, o comprimento efetivo  $KL$  é maior do que o comprimento real não travado, como mostrado na Figura 7-8, isto é,  $K > 1$ . Isto resultará em uma redução da capacidade de carga do pilar, quando a deslocabilidade não é prevenida.

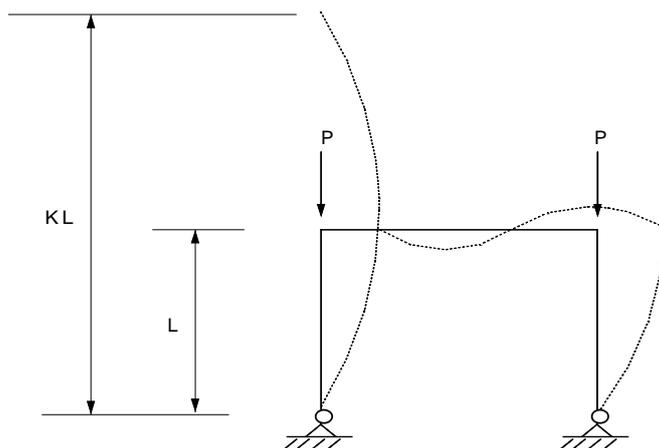


Figura 7-8 – Pórtico retangular não travado

Para pórticos retangulares não travados, o comprimento efetivo do pilar pode ser determinado a partir da Figura 7-9 para a relação específica de  $(I/L)_{\text{viga}}/(I/L)_{\text{pilar}}$  e do tipo de apoio. Caso o aparelho de apoio e a fundação garanta uma restrição a rotação de modo a reproduzir um apoio entre uma rótula e um engaste, o valor de  $K$  pode ser obtido por interpolação.

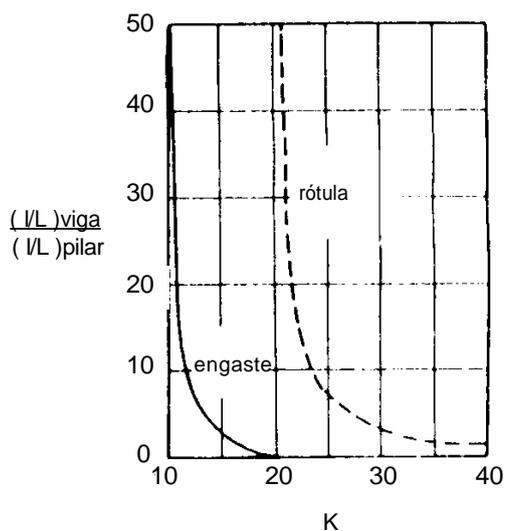


Figura 7-9 - Valores de  $K$  dependendo do tipo de apoio e da relação  $(I/L)_{\text{viga}}/(I/L)_{\text{pilar}}$

Os valores de  $K$  a serem usados no dimensionamento de edifícios de andares múltiplos podem ser obtidos a partir do ábaco da Figura 7-10. No ábaco,  $G$  é definido como:

$$G = \frac{\sum(I_p/L_p)}{\sum(I_v/L_v)} \tag{7.45}$$

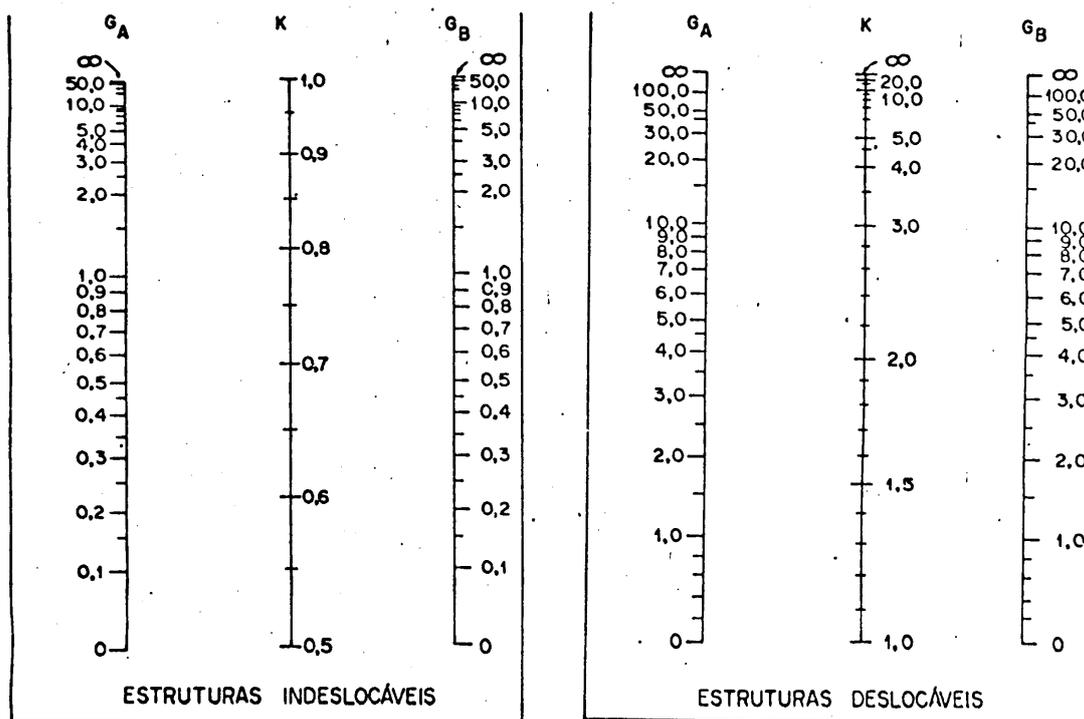


Figura 7-10 – Ábaco

Na fórmula de " $G$ ", " $\Sigma$ " indica o somatório das relações " $I/L$ " de todas as barras rigidamente ligadas ao nó, situadas no plano que está sendo considerada a flambagem do pilar. " $I_p$ " é o momento de inércia e " $L_p$ " o vão de um segmento de um pilar contínuo. " $I_v$ " é o momento de inércia e " $L_v$ " o vão de uma viga ligada rigidamente a um nó. " $I_p$ " e " $I_v$ " são calculados em relação aos eixos perpendiculares ao plano de flambagem que está sendo considerado.

Em cálculos práticos, para extremidades de pilares apoiadas em bases, porém, não rigidamente ligados a tais bases,  $G$  é teoricamente igual a  $\infty$ , mas a não ser que se execute uma rótula real, pode ser tomado igual a 10. Se a extremidade do pilar estiver rigidamente ligada a uma base dimensionada de modo adequado,  $G$  pode ser tomado igual a 1,0. Poderão ser usados valores inferiores a 1,0 desde que justificados por análise.

Na utilização do ábaco, a rigidez da viga  $I_v/L_v$  deverá ser multiplicada por um fator como a seguir, quando as condições da outra extremidade da viga são conhecidas:

- 1,0 - Para estruturas indeslocáveis,
- 1,5 - Quando a outra extremidade da viga for rotulada
- 2,0 - Quando a outra extremidade da viga for impedida de girar (isto é, rigidamente ligada a um suporte relativamente rígido)
- 2,0 - Para estruturas deslocáveis,

- 0,5 - Quando a outra extremidade for rotulada
- 0,67 - Quando a outra extremidade for engastada

Depois da determinação de  $G_a$  e  $G_b$  para nós A e B das extremidades da seção do pilar, o valor de  $K$  pode ser obtido a partir do ábaco da Figura 7-10, através da construção de uma linha reta entre os pontos apropriados nas escalas para  $G_a$  e  $G_b$ .

## 7.5 VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM DISTORCIONAL (COMPRESSÃO)

A flambagem distorcional é um tipo de ruína que pode vir a ocorrer em peças compostas por mesas enrijecidas submetidas à compressão como as seções do tipo C e Z, sendo semelhante ao descrito no item 6.2.5 desse texto.

Esse tipo de ruína provavelmente controlará a ruína do elemento estrutural, caso uma dessas situações venha a ocorrer:

- A alma da peça é tão esbelta que a flambagem local antecede à flambagem distorcional;
- Os enrijecedores de borda são suficientemente rígidos, de forma a proporcionarem estabilidade à mesa;
- Peças com grande comprimento longitudinal destravado, de forma que sua ruína seja controlada por flexo-torção e flexão;
- A mesa encontra-se adequadamente limitada à rotação.

Antes do AISI/07, esse tipo de ruína era tratado de forma conjunto com as flambagens distorcionais referentes à momento fletor. Com o AISI/07 houve alteração desse tipo de tratamento conjunto e passou-se a adotar a seguinte postura:

$$P_d = \varphi_b P_n \quad (7.46)$$

Para  $\lambda_d \leq 0,561$  
$$P_n = P_y \quad (7.47)$$

Para  $\lambda_d > 0,561$  
$$P_n = \left( 1 - 0,25 \left( \frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0,6} \right) \left( \frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0,6} P_y \quad (7.48)$$

Onde: 
$$\lambda_d = \sqrt{\frac{P_y}{P_{crd}}} \quad (7.49)$$

$$P_y = A_g F_y \quad (7.50)$$

$$P_{crd} = A_g F_d \quad (7.51)$$

Em que  $\varphi_b = 0,85$  e  $F_d$  representa a tensão resistente de flambagem distorcional elástica, a qual pode ser calculada pelos seguintes métodos definidos de acordo com o tipo de seção e enrijecedor:

### 7.5.1 PERFIS C E Z COM ENRIJECEDORES SIMPLES, DE FORMA SIMPLIFICADA:

Esse cálculo só será possível se forem respeitados os limites:

- $50 \leq \frac{h_0}{t} \leq 200$ ;
- $25 \leq \frac{b_0}{t} \leq 100$ ;
- $6,25 < \frac{D}{t} \leq 50$ ;
- $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ ;
- $2 \leq \frac{h_0}{b_0} \leq 8$ ;
- $50 \leq \frac{h_0}{t} \leq 200$ ;
- $0,04 \leq \frac{D \sin \theta}{b_0} \leq 0,5$ .

Onde:

$h_0$  = altura da alma medida de fora-a-fora;

$b_0$  = comprimento da mesa medida de fora-a-fora;

$D$  = comprimento do enrijecedor

$t$  = espessura da perfil

$\theta$  = ângulo da curva do enrijecedor.

Dessa forma tem-se:

$$F_d = \frac{\alpha k_d \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t}{b_0} \right)^2 \quad (7.52)$$

$\alpha$  = valor referente a vantagem do comprimento destravado,  $L_m$ , ser menor que o comprimento crítico, sendo assim:

$$\alpha = 1 \quad \text{para } L_m \geq L_{cr} \quad (7.53)$$

$$\alpha = \left( \frac{L_m}{L_{cr}} \right)^{\ln\left(\frac{L_m}{L_{cr}}\right)} \quad \text{para } L_m < L_{cr} \quad (7.54)$$

Onde:

$$L_{cr} = 1,2h_0 \left( \frac{b_0 D \sin \theta}{h_0 t} \right)^{0,6} \leq 10h_0 \quad (7.55)$$

$$k_d = 0,05 \leq 0,1 \left( \frac{b_0 D \operatorname{sen} \theta}{h_0 t} \right)^{1,4} \leq 8 \quad (7.56)$$

$L_m$  = distância entre os elementos que restringem a flambagem distorcional.

Os demais termos já foram definidos anteriormente.

### 7.5.2 PERFIS Z, C, CARTOLA E SEÇÃO ABERTA COM ENRIJECEDORES SIMPLES DE DIMENSÕES PRÓXIMAS A DA MESA OU ENRIJECEDORES COMPLEXOS

As formulações descritas neste item podem ser aplicadas para qualquer perfil de seção aberta com enrijecedores simples de dimensões próximas a da mesa, incluindo os limites geométricos descritos no item anterior.

$$F_d = \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi}}{\tilde{K}_{\phi fg} + \tilde{K}_{\phi wg}} \quad (7.57)$$

Onde:

$$k_{\phi fe} = \left( \frac{\pi}{L} \right)^4 \left( EI_{xf} (x_0 - h_x)^2 + EC_{wf} - E \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} (x_0 - h_x)^2 \right) + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 GJ_f \quad (7.58)$$

$$k_{\phi we} = \frac{Et^3}{6h_0(1 - \nu^2)} \quad (7.59)$$

$$\tilde{K}_{\phi fg} = \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 \left( A_f \left( (x_0 - h_x)^2 \left( \frac{I_{xyf}}{I_{yf}} \right)^2 - 2y_0(x_0 - h_x) \left( \frac{I_{xyf}}{I_{yf}} \right) + h_x^2 + y_0^2 \right) + I_{xf} + I_{yf} \right) \quad (7.60)$$

$$\tilde{K}_{\phi wg} = \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 t h_0^3 / 60 \quad (7.61)$$

$$L = \min(L_m; L_{cr}) \quad (7.62)$$

$$L_{cr} = \left( \frac{6\pi^4 h_0 (1 - \nu^2)}{t^3} \left( I_{xf} (x_0 - h_x)^2 + C_{wf} - \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} (x_0 - h_x)^2 \right) \right)^{\frac{1}{4}} \quad (7.63)$$

$k_{\phi fe}$  = rigidez rotacional elástica prevista entre as mesas ou entre a mesa e a alma;

$k_{\phi we}$  = rigidez rotacional elástica prevista entre as almas ou entre a alma e a alma;

$k_{\phi}$  = rigidez rotacional prevista dos elementos que limitam os deslocamentos do perfil, sendo 0 quando não presentes;

$\tilde{K}_{\phi fg}$  = rigidez rotacional geométrica necessária entre as mesas ou entre a mesa e a alma;

$\tilde{K}_{\phi wg}$  = rigidez rotacional geométrica necessária entre as almas ou entre a alma e a alma;

$A_f$  = área da mesa comprimida somada à área do enrijecedor;

$y_0$  = distância ,em relação ao eixo x, da junção mesa/elemento enrijecedor ao centroide da mesa

### 7.5.3 EXEMPLO 10

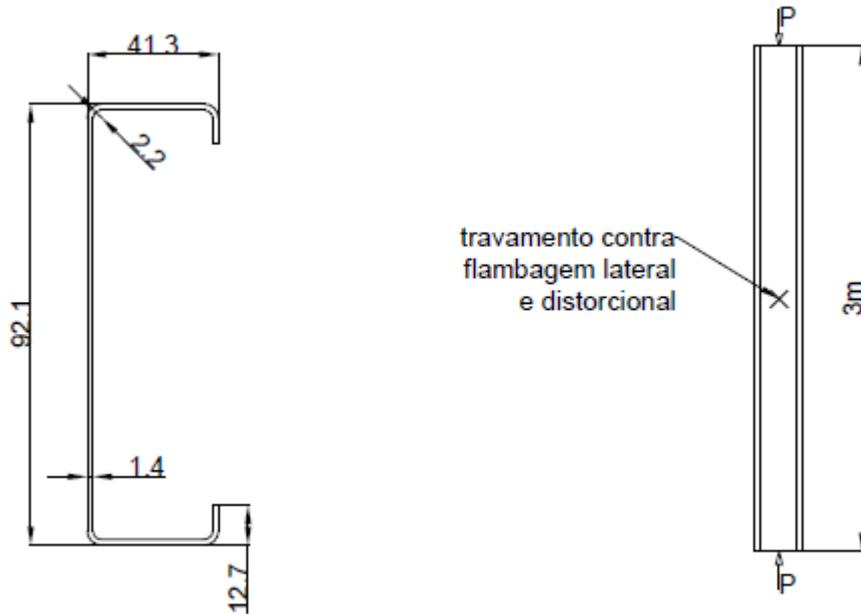


Figura 7-11 - Perfil C enrijecido submetido à carga axial

Calcular o valor da carga  $P$  que o perfil acima é capaz de suportar

$$F_y = 345 \text{ MPa};$$

$$A = 2,72 \text{ cm}^2;$$

$$r_x = 36,6 \text{ mm};$$

$$r_y = 15,4 \text{ mm};$$

$$J = 187,72 \text{ mm}^4;$$

$$C_w = 122,72 \text{ cm}^6;$$

$$x_o = -32,51 \text{ cm}$$

$$r_o = 51,3 \text{ mm}$$

- 1) travamento contra flambagem em torno do eixo x apenas nos apoios;
- 2) travamento contra flambagem e torção na região dos apoios e no meio do vão;

$$3) K_x = K_y = K_t = 1,0;$$

Solução

a) análise da flambagem sem torção

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{(1)(3)}{\left(\frac{36,6}{1000}\right)} = 81,97$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{(1)(1,5)}{\left(\frac{15,4}{1000}\right)} = 97,4$$

Como  $\frac{K_y L_y}{r_y} > \frac{K_x L_x}{r_x}$ , a flambagem em torno do eixo y irá reger a resistência do perfil

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 (203)(10^3)}{(97,4)^2} = 211,2 \text{ MPa}$$

b) análise da flambagem por flexo-torção

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 = 1 - \left(-\frac{32,51}{51,3}\right)^2 = 0,598$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 (203)(10^3)}{(81,97)^2} = 298,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$= \frac{1}{\left(\frac{2,72}{10^4}\right) \left(\frac{51,3}{1000}\right)^2} \left[ (77,9)(10^3) \left(\frac{187,72}{10^{12}}\right) + \frac{\pi^2 (203)(10^3)(122,72)(10^{-12})}{((1)(1,5))^2} \right] = 173,1 \text{ MPa}$$

$$= \frac{1}{2(0,598)} \left[ (298,2 + 173,1) - \sqrt{(298,2 + 173,1)^2 - 4(0,598)(298,2)(173,1)} \right] = 131,44 \text{ MPa}$$

Dessa forma percebe-se que o perfil pode vir a sofrer flexo-torção, de forma que:

$$F_e = 131,44 \text{ MPa}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{350}{131,44}} = 1,63 > 1,5$$

A partir disso:

$$F_n = \left( \frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) F_y = \left( \frac{0,877}{(1,63)^2} \right) (350) = 115,5 \text{ MPa}$$

b.1) área efetiva

A área efetiva encontrada mostrou-se ser a área completa do perfil. Isso pode ser facilmente comprovada de forma semelhante ao que fora realizado no exemplo anterior, portanto:

$$A_e = A_g = 2,72 \text{ cm}^2$$

b.2) carga axial resistente nominal (característico)

$$P_n = A_e F_n = (2,72)(10^{-4})(115,5)(10^3) = 31,4 \text{ kN}$$

b.3) LRFD resistência de projeto

$$\varphi_c P_n = (0,85)(31,4) = 26,7 \text{ kN}$$

c) flambagem distorcional segundo o item 7.5.1

$$F_d = \frac{\alpha k_d \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t}{b_0} \right)^2$$

$$L_{cr} = 1,2h_0 \left( \frac{b_0 D \sin \theta}{h_0 t} \right)^{0,6} = 1,2(92,1) \left( \frac{(41,3)(12,7)(1)}{(92,1)(1,4)} \right)^{0,6} = 256,5 \text{ mm} \leq 10h_0 = 921 \text{ mm}$$

Para o caso em questão, como  $L_m > L_{cr}$ , adota-se  $\alpha = 1$ ;

$$k_d = 0,05 \leq 0,1 \left( \frac{b_0 D \sin \theta}{h_0 t} \right)^{1,4} = 0,1 \left( \frac{(41,3)(12,7)(1)}{(92,1)(1,4)} \right)^{1,4} = 0,713 \leq 8$$

$$F_d = \frac{\alpha k_d \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t}{b_0} \right)^2 = \frac{(1)(0,713)\pi^2(203)(10^3)}{12(1 - 0,3^2)} \left( \frac{1,4}{41,3} \right)^2 = 150,3 \text{ MPa}$$

c.1) cálculo da resistência nominal a flambagem distorcional:

$$P_y = A_g F_y = \left( \frac{2,72}{10^4} \right) (350)(10^3) = 95,2 \text{ MPa}$$

$$P_{crd} = A_g F_d = \left( \frac{2,72}{10^4} \right) (150,3)(10^3) = 40,9 \text{ MPa}$$

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{P_y}{P_{crd}}} = \sqrt{\frac{95,2}{40,9}} = 1,52$$

Como  $\lambda_d > 0,561$ , tem-se:

$$P_n = \left( 1 - 0,25 \left( \frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0,6} \right) \left( \frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0,6} P_y = \left( 1 - 0,25 \left( \frac{40,9}{95,2} \right)^{0,6} \right) \left( \frac{40,9}{95,2} \right)^{0,6} 95,2 = 48,7 \text{ kN}$$

c.2) LRFD resistência de projeto

$$\varphi_c P_n = (0,85)(48,7) = 41,4 \text{ kN}$$

Como a resistência à flexo-torção é menor que a resistência à flambagem distorcional, prevalece a primeira

d) flambagem distorcional segundo o item 7.5.2

O processo abordado no item 7.5.2 apesar de mais rebuscado, apresenta valores mais próximos da realidade, visto que considera a flambagem distorcional na junção mesa/alma restringida pela flambagem da própria alma. Nesse exemplo os parâmetros utilizados para o cálculo do  $F_d$  foram tirados da tabela III-5 do *AISI Manual Cold-Formed Steel Design*. No entanto tais parâmetros podem ser facilmente calculados segundo as equações dispostas pelo item em questão.

Se o perfil é preso e a rigidez à rotação é conhecida, um acréscimo de resistência pode ser calculado segundo a equação (7.57). Considerando que o perfil encontra-se preso à elementos de vedação que promovem uma rigidez  $K_\phi$  de 0.43 kNm/rad/m no centro e a uma distância do centro de 6.1 cm, realiza-se os seguintes cálculos:

$$F_d = \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_\phi}{\tilde{K}_{\phi fg} + \tilde{K}_{\phi wg}} = \frac{(1,55) + (1,20) + (0,43)}{\left(\frac{5,31}{10^6}\right) + \left(\frac{1,62}{10^6}\right)} (10^{-3}) = 458,9 \text{ MPa}$$

$$P_{crd} = A_g F_d = \frac{2,72}{10^4} (458,9)(10^3) = 124,9 \text{ kN}$$

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{P_y}{P_{crd}}} = \sqrt{\frac{95,2}{124,9}} = 0,873$$

Como  $\lambda_d > 0,561$ , tem-se:

$$P_n = \left(1 - 0,25 \left(\frac{P_{crd}}{P_y}\right)^{0,6}\right) \left(\frac{P_{crd}}{P_y}\right)^{0,6} P_y = \left(1 - 0,25 \left(\frac{124,9}{95,2}\right)^{0,6}\right) \left(\frac{124,9}{95,2}\right)^{0,6} 95,2 = 79,1 \text{ kN}$$

## 8 FLEXÃO COMPOSTA

### 8.1 INTRODUÇÃO

Peças estruturais submetidas à flexão composta podem ser denominadas vigas-coluna. Inicialmente, o tratamento dado à flexão composta era referente apenas às peças submetidas à flexão em conjunto com uma compressão axial, sendo apenas a partir do AISI 96 incluído a flexo-tração como algo a ser considerado no dimensionamento estrutural. As tensões de flexão podem advir de cargas excêntricas (Figura 8-1.a), cargas transversais (Figura 8-1.b), ou momento aplicado (Figura 8-1.c). Tais barras são frequentemente encontradas em pórticos, treliças e montantes de painéis. Em estruturas de aço, vigas são normalmente suportadas por colunas através de cantoneiras ou consolos ao lado das colunas. A reação das vigas pode ser considerada como carga excêntrica, que produz momento de flexão.

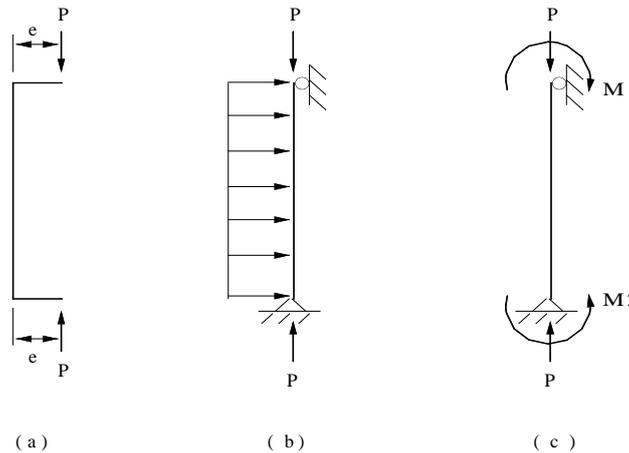


Figura 8-1 - Vigas-coluna

Onde,

- (a) submetida a carga excêntrica.
- (b) sujeita a cargas axiais e transversais.
- (c) submetida a carga axial e momento aplicado

### 8.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS APLICÁVEIS

O comportamento estrutural das vigas-coluna depende da forma e dimensão da seção transversal, da localização da carga excêntrica na seção transversal, do comportamento da barra e das condições de travamento da mesma. Por essa razão as primeiras edições do AISI subdividiam os

procedimentos de cálculo nos quatro casos seguintes, de acordo com a configuração da seção transversal e do modo de flambagem:

- i. Seções de dupla simetria e seções não-sujeitas a flambagem por torção ou flexo-torção.
- ii. Seções monossimétricas localmente estáveis ou seções compostas a partir de perfis ligados de forma intermitente, as quais podem estar sujeitas a flambagem por flexo-torção, carregadas segundo o plano de simetria.
- iii. Seções simétricas localmente instáveis ou seções compostas a partir de perfis ligados de forma intermitente, que podem estar sujeitas a flambagem por flexo-torção, carregadas segundo o plano de simetria.
- iv. Seções monossimétricas carregadas de forma assimétrica.

Em 1986, como resultado de uma aproximação unificada, Pekoz indicou que tanto vigas-coluna localmente estáveis como instáveis podem ser dimensionadas pelas equações de interação incluídas na seção C5 da edição de 1986 das especificações do AISI. Essas fórmulas de interação consideram, portanto, os tipos de ruína referentes à flexão e à compressão, discutidos anteriormente, além da interação entre os dois carregamentos. O AISI/07 apresenta algumas alterações quando comparada com a de 1986, mas mesmo assim manteve a ideia de Pekoz.

### 8.3 CRITÉRIOS PARA PROJETO DO AISI/07

Como desde 1996 o AISI passou a abordar o comportamento da flexo-tração, tem-se para cada caso de flexão composta as seguintes considerações:

#### 8.3.1 FLEXÃO COMBINADA À TRAÇÃO

$$\frac{\bar{M}_x}{\varphi_b M_{nxt}} + \frac{\bar{M}_y}{\varphi_b M_{nyt}} + \frac{\bar{T}}{\varphi_t T_n} \leq 1,0 \quad (8.1)$$

$$\frac{\bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx}} + \frac{\bar{M}_y}{\varphi_b M_{ny}} - \frac{\bar{T}}{\varphi_t T_n} \leq 1,0 \quad (8.2)$$

Onde:

$\bar{M}_x$  e  $\bar{M}_y$  = momentos requeridos em relação ao centroide da seção;

$\varphi_b = 0,95$  para perfis com mesas enrijecidas; para perfis fechados e cilíndricos;

= 0,90 para perfis com mesas não enrijecidas; para peças não travadas lateralmente;

$M_{nxt}$  e  $M_{nyt}$  =  $S_{ft}F_y$ ;

$S_{ft}$  = módulo elástico da seção inteira em relação a fibra mais tracionada.

$\varphi_t = 0,95$

$\bar{T}$  = tração requerida;

$M_{nx}$  e  $M_{ny}$  = momento resistente em relação ao centroide da seção.

### 8.3.2 FLEXÃO COMBINADA À COMPRESSÃO

A força axial  $\bar{P}$  e os momentos  $\bar{M}_x$  e  $\bar{M}_y$  aplicados em vigas-coluna deverão satisfazer às seguintes equações de interação:

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_n} + \frac{C_{mx} \bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} \bar{M}_y}{\varphi_b M_{ny} \alpha_y} \leq 1,0 \quad (8.3)$$

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_{n0}} + \frac{\bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx}} + \frac{\bar{M}_y}{\varphi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (8.4)$$

Quando  $\bar{P}/\varphi_c P_n \leq 0,15$ , a seguinte fórmula pode ser utilizada no lugar das duas equações acima:

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_n} + \frac{\bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx}} + \frac{\bar{M}_y}{\varphi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (8.5)$$

Onde,

$\bar{P}$  = Carga axial aplicada.

$\bar{M}_x$  e  $\bar{M}_y$  = Momentos aplicados em relação aos eixos centrais da seção efetiva, determinada considerando-se somente a carga axial. Para seções de cantoneiras,  $M_{uy}$  deverá ser tomado como o momento aplicado ou o momento aplicado mais  $P_u / 1000$ , o que resulta em um baixo valor de  $P_n$ .

$P_n$  = Carga axial nominal determinada de acordo com o Capítulo 8.

$P_{n0}$  = Carga axial nominal determinada de acordo com o Capítulo 8, utilizando  $F_n = F_y$ .

$M_{nx}$  e  $M_{ny}$  = Momentos nominais em relação aos eixos centrais que foram determinados de acordo com o Capítulo 7.

$$\frac{1}{\alpha_i} = \frac{1}{1 - \bar{P}/P_{Ei}} \quad (8.6)$$

Onde,

$1/\alpha_x, 1/\alpha_y$  = Fatores de majoração

$i = x$  ou  $y$  dependendo da situação de análise

$\varphi_b = 0,95$  para perfis com mesas enrijecidas; para perfis fechados e cilíndricos;

$= 0,90$  para perfis com mesas não enrijecidas; para peças não travadas lateralmente;

$\varphi_c = 0,85$

$$P_{Ei} = \frac{\pi^2 EI_i}{(K_i L_i)^2} \quad (8.7)$$

$I_i$  = Momento de inércia da seção transversal não-reduzida, em relação ao eixo de flexão  $x$  ou  $y$  dependendo da situação de análise.

$L_i$  = Comprimento real destravado no plano de flexão em relação a  $x$  ou  $y$  dependendo da situação de análise

$K_i$  = Fator de comprimento efetivo no plano de flexão em relação ao eixo  $x$  ou  $y$  dependendo da situação de análise

$C_{mx}$  e  $C_{my}$  = Coeficientes cujos valores devem ser tomados como a seguir:

- 1) Para barras à compressão de pórticos deslocáveis:  $C_m = 0,85$
- 2) Para barras à compressão de pórticos indeslocáveis não sujeitas a cargas transversais entre apoios no plano de flexão:  $C_m = 0,6 - 0,4(M_1/M_2)$
- 3) Onde  $(M_1/M_2)$  é a relação entre o menor e o maior dos momentos nas extremidades do comprimento destravado no plano de flexão. O termo  $M_1/M_2$  é positivo quando a barra for fletida com curvatura reversa e negativo quando for fletida com curvatura simples.
- 4) Para barras à compressão em pórticos indeslocáveis no plano do carregamento e sujeitas a cargas transversais entre seus apoios, o valor de  $C_m$  pode ser determinado analiticamente. Entretanto, em lugar de tais análises, os seguintes valores podem ser usados:
  - a) Para barras com ambas as extremidades engastadas:  $C_m = 0,85$
  - b) Para os demais casos:  $C_m = 1,0$

## 8.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS FÓRMULAS DE INTERAÇÃO

Considerações podem ser feitas com relação às fórmulas de interação utilizadas no projeto de vigas-coluna do AISI/07.

### 8.4.1 FATORES DE MAJORAÇÃO ( $1/\alpha_n$ )

Os fatores de majoração  $1/\alpha_{nx}$  e  $1/\alpha_{ny}$  decorrem do fato de que as fórmulas de interação sem a sua consideração, somente podem ser aplicadas para alguns tipos de projetos de vigas-coluna (barras curtas e barras submetidas a cargas axiais relativamente baixas). Portanto há a necessidade da aplicação desses fatores de majoração em grande parte dos casos, pois, quando a barra está submetida ao carregamento da Figura 8-2, por exemplo, o máximo momento no comprimento médio da barra (ponto C) é devido ao momento aplicado  $M$  e um momento secundário resultante da carga axial aplicada  $P$  e da deflexão da barra, e pode ser assumido como:

$$M_{max} = \frac{1}{\alpha_n} M_u \quad (8.8)$$

Onde,

$M_{max}$  = Momento máximo no comprimento médio

$M_u$  = Momento aplicado

$\alpha_n$  = Fator de majoração

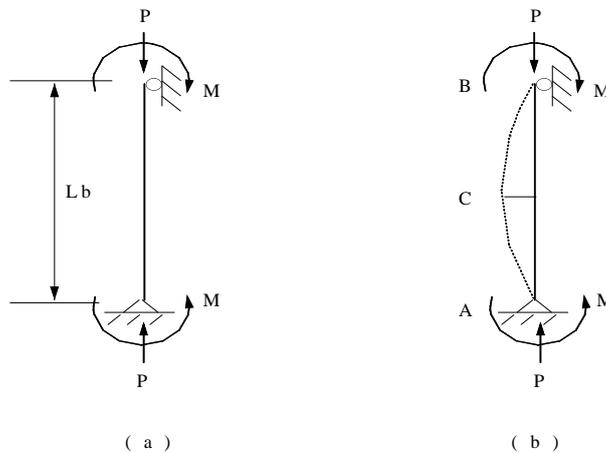


Figura 8-2 - Viga-coluna submetida a carga axial e momento aplicado

O coeficiente de majoração  $1/\alpha_n$  é definido como:

$$\frac{1}{\alpha_i} = \frac{1}{1 - \frac{\bar{P}}{P_{Ei}}} \quad (8.9)$$

Onde,

$P_{ei}$  = carga elástica de flambagem de Euler:  $\pi^2 EI / (K_i L_i)^2$

### 8.4.2 COEFICIENTE $C_M$

Pode-se verificar que a equação (8.1), sem a consideração do coeficiente  $C_m$ , desenvolvida para barras submetidas a carga de compressão axial e momento aplicado, pode ser usada com relativa acurácia para barras à compressão de pórticos indeslocáveis com as extremidades não-engastadas sujeitas a uma carga axial e uma carga transversal uniformemente distribuída. Todavia, ela pode ser conservativa para barras à compressão de pórticos deslocáveis e barras fletidas com curvatura reversa. Por essa razão, a fórmula de interação da equação (8.1) apresenta o coeficiente  $C_m$ , que deve ser computado de acordo com as recomendações descritas anteriormente.

Para a condição de carga axial de pequenos valores, a influência de  $C_m$  é normalmente pequeno e pode ser negligenciado. Portanto, quando  $P \leq 0,15 P_a$ , a equação (8.5) pode ser utilizada no projeto de vigas-coluna

### 8.5 EXEMPLO 11

Analisar a combinação entre momento fletor e compressão centrada para perfil analisado no EXEMPLO 2, levando em conta o valor do  $S_e$  encontrado, bem como os dados fornecidos e obtidos no EXEMPLO 9

Solução:

Continuando o desenvolvimento da análise do EXEMPLO 9, tem-se:

a) Análise dos esforços atuantes

$$M = \frac{P_2 L}{4};$$

$$M_{permanente} = \frac{0,4(6)}{4} = 0,6 kNm$$

$$M_{variável} = \frac{(2,2)(6)}{4} = 3,3 kNm$$

Pelo método LRFD:

$$M_{ux} = 1,2M_{permanente} + 1,6M_{variável} = 1,2(0,6) + 1,6(3,3) = 6 kNm$$

$$P_u = P_{permanente} + P_{variável} = 1,2(2,2) + 1,6(8,9) = 16,9 kN$$

b) análise da atuação mútua entre carga axial e momento fletor (será abordado no Capítulo 8)

$$\bar{P} = P_u = 16,9 kN$$

$$\bar{M}_x = 6kNm$$

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_n} = \frac{16,9}{(0,85)(85,94)} = 0,231 > 0,15, \text{ dessa forma usa-se as equações (8.3), (8.4)}$$

$$C_{mx} = 1$$

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 (203)(10^3)(428,72)(10^{-8})}{((1)(6))^2} = 238,6kN$$

$$1 - \frac{\bar{P}}{P_{Ex}} = 1 - \frac{16,9}{238,6} = 0,929$$

$$M_y = 0$$

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_n} + \frac{C_{mx} \bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} \bar{M}_y}{\varphi_b M_{ny} \alpha_y} = \frac{16,9}{(0,85)(85,94)} + \frac{6}{(0,95)(11,7)(0,929)} = 0,83 \leq 1,0 \text{ OK}$$

$$\frac{\bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx}} + \frac{\bar{M}_y}{\varphi_b M_{ny}} - \frac{\bar{T}}{\varphi_t T_n} = \frac{16,9}{(0,85)(85,94)} + \frac{6}{(11,7)(0,929)} = 0,771 \leq 1,0 \text{ OK}$$

.

## 9 TUBOS DE SEÇÃO CIRCULAR

### 9.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo será estudada a resistência e as especificações do AISI/07 para o projeto de barras cilíndricas de seção circular sujeitas à compressão, à flexão e à flexo-compressão.

Estas barras são muito econômicas quando utilizadas na compressão e na torção. Comparações feitas por Wolford entre perfis fechados formados a frio de seção circular ou quadrada comparados com perfis laminados a quente, indicam que quando usados com a função estrutural de uma coluna com dimensões e pesos iguais, os perfis formados a frio podem suportar um carregamento 1,5 e 2,5 vezes maior que o suportado pelos perfis formados a quente, para quando o comprimento da coluna é 24 e 36 vezes maior que a dimensão da seção transversal, respectivamente.

Um exemplo de uma larga utilização de tubos são as diagonais e os componentes dos planos de uma treliça espacial de uma cobertura metálica. Também se tem verificado uma utilização em larga escala na construção de edifícios.

As vantagens econômicas destes perfis estão ligadas ao menor consumo de material que se consegue devido às seguintes propriedades:

- i. Os tubos de seção circular possuem grande relação entre o raio de giração e a área, ou seja, possuem grande raio de giração com pouco material, o que eleva a tensão crítica de flambagem global;
- ii. Possuem o mesmo raio de giração em relação a qualquer eixo que passa pelo centro de gravidade da seção ( $i_x = i_y = i = \text{cte.}$ );
- iii. Possuem alta rigidez á torção, a qual é dada por:

$$J_t = \frac{4A_i^2}{\oint \frac{ds}{t}} \quad (9.1)$$

Se  $t$  é constante ao longo da seção transversal então a integral de linha vale  $s/t$  e a rigidez à torção é dada por:

$$J_t = \frac{4A_i^2 t}{s} \quad (9.2)$$

Onde:

$A_i$  = Área interna a linha média;

$t$  = espessura da parede do tubo;

$s$  = perímetro da linha média;

$D = D_o + t$  (ver Figura 9-1)

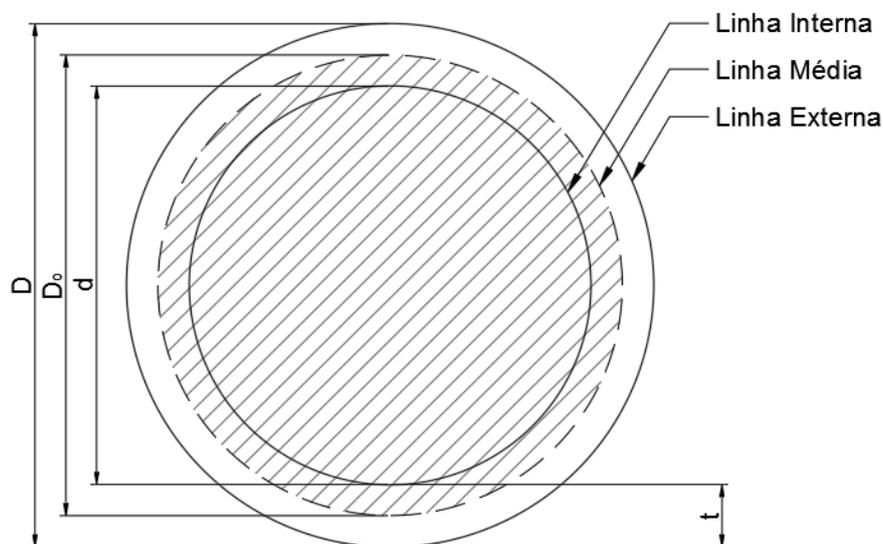


Figura 9-1 – Tubo de seção circular

Uma desvantagem da utilização de tubos é a dificuldade de se conseguir as ligações em virtude das superfícies curvas. Na Figura 9-2 estão mostradas duas soluções adotadas. Na Figura 9-2b tem-se a ligação com uma chapa de nó que facilita a execução. Neste caso evita-se o corte os tubos que é feito no caso da Figura 9-2a e consegue-se ainda um maior comprimento de solda. Porém na ligação com chapa de nó devem ser tomados cuidados especiais quanto a flambagem local dos tubos.

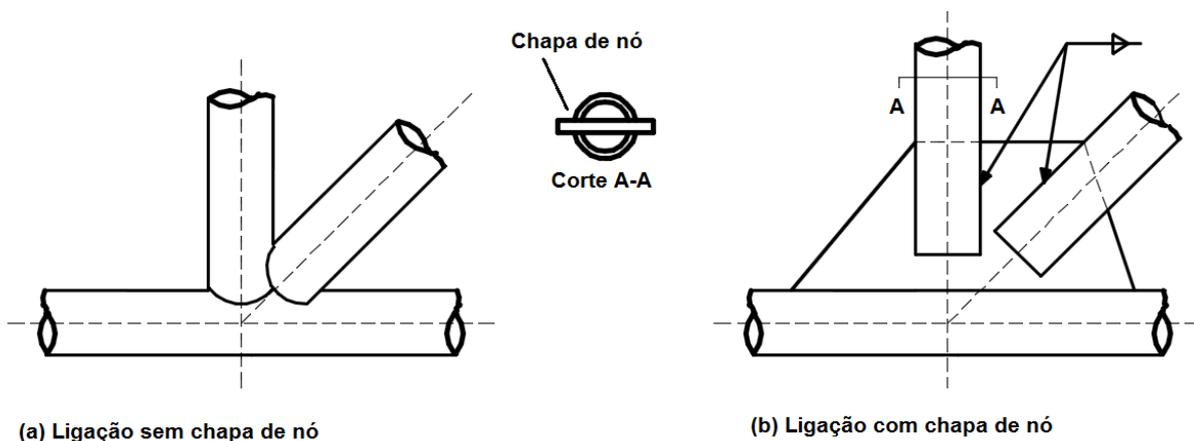


Figura 9-2 - Exemplos de ligações de tubos em estruturas

As seções tubulares cilíndricas são também usadas em estruturas de plataformas offshore, torres de linhas de transmissão e torres estaiadas de sistema de comunicação.

## 9.2 ESTADOS LIMITES

### 9.2.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

- 1) Flambagem global da barra
  - a) Flambagem por flexão pura em relação eixo principal de inércia (neste caso qualquer eixo passando pelo centro de gravidade)
  - b) Flambagem por torção pura em relação ao centro de cisalhamento.
- 2) Flambagem local: a flambagem local pode ocorrer quando o tubo está sujeito à compressão axial, flexão, torção, cisalhamento ou combinação destes carregamentos. Estes estados limites são consideravelmente afetados pelos seguintes fatores:
  - a) Processo de fabricação do tubo: de acordo com a fabricação os tubos podem ser classificados em tubos manufaturados ou tubos fabricados. Os tubos manufaturados podem ser classificados em: sem costura; soldados; expandido a frio. Já os tubos fabricados normalmente possuem maiores imperfeições geométrica e a tensão flambagem local nestes devem ser consideravelmente menores que nos tubos manufaturados.
  - b) Tipo de curva tensão-deformação do aço utilizado.
  - c) Tensão residual: o diagrama tensão-deformação é afetado pela tensão residual que aparece no processo de fabricação de tubos fabricados.
  - d) Imperfeições geométricas iniciais (diâmetro, formato oval, linearidade).

### 9.2.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

A esbeltez máxima admissível para barras comprimidas segundo o AISI/07 vale:

- 1) Para combinações normais de carregamento:

$$\lambda_{max} = KL/i \leq 200$$

- 2) Para combinações de carregamentos em etapas construtivas:

$$\lambda_{max} = KL/i \leq 300$$

## 9.3 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE TUBOS DE SEÇÃO CILÍNDRICA

Os critérios da AISI para projetar perfis de seção circular foram revisados nas edições de 1986 e 1996. Entretanto, em 1999 as formulações da norma para se determinar a área efetiva foram

simplificadas. O mesmo critério de projeto foi mantido para a edição AISI/07, com apenas algumas modificações na organização da numeração dos itens da norma.

### 9.3.1 FLAMBAGEM LOCAL

Considerando a resistência pós-flambagem e que a flambagem local em tubos é um fenômeno muito influenciado por imperfeições iniciais, as especificações do AISI/07 estão baseadas na representação gráfica de Plantema e em resultados de testes realizados por Wilson e Newmark na Universidade de Illinois.

Esta representação de Plantema é um gráfico relacionando os parâmetros  $F_{ult}/F_y$  e  $(E/F_y) \cdot (t/D)$ .  $F_{ult}$  é a tensão última ou a tensão de colapso do tubo. As importantes conclusões que foram tiradas deste estudo foram:

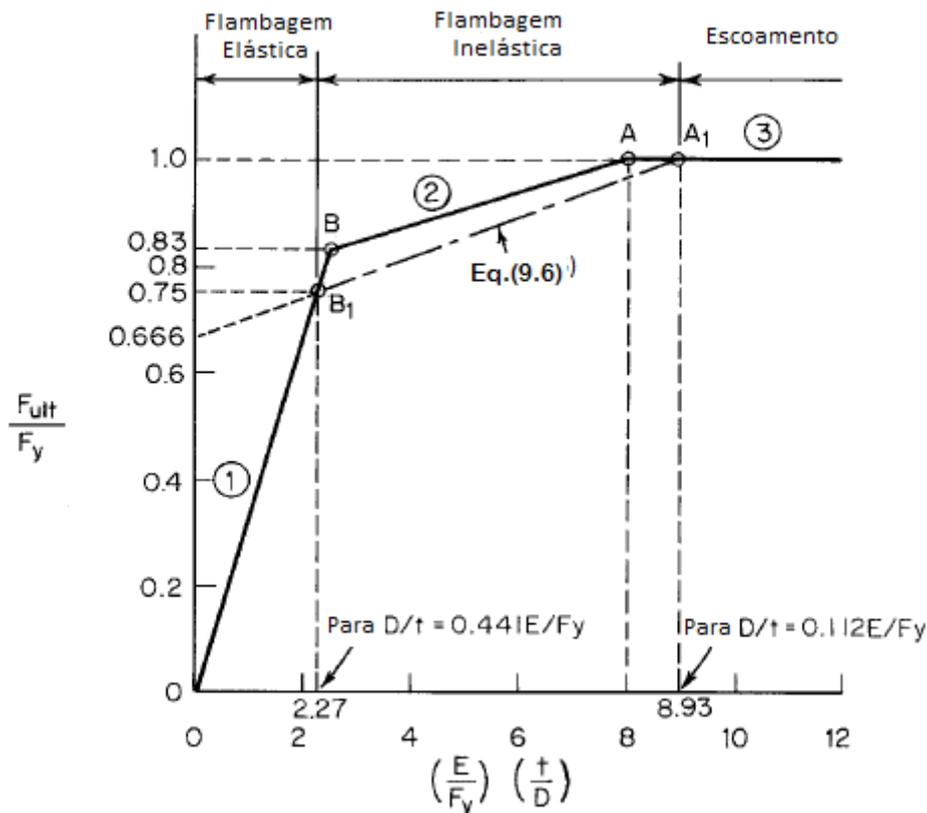


Figura 9-3 –  $F_{ult}$  de perfis cilíndricos para flambagem local (representação de Plantema)

- i. Se  $D/t \leq 0,125 \cdot E/F_y$ , ocorrerá que a tensão de colapso será a própria tensão de escoamento. Isto equivale a dizer que se esta condição for satisfeita não ocorrerá a flambagem local. Assim, temos:

$$F_{ult}/F_y = 1 \quad (9.3)$$

- ii. Se  $0,125 \cdot E/F_y < D/t \leq 0,4 \cdot E/F_y$ , a flambagem local ocorrerá, ou seja, a tensão de flambagem é menor que a tensão de escoamento. Porém, a flambagem local será uma flambagem inelástica, porque a tensão de flambagem é maior que a tensão correspondente ao limite de proporcionalidade do material.

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 0,031 \left( \frac{E}{F_y} \right) \left( \frac{t}{D} \right) + 0,75 \quad (9.4)$$

- iii. Se  $D/t > 0,4 \cdot E/F_y$ , a flambagem local ocorrerá antes do escoamento, e a flambagem neste caso será no regime elástico (flambagem elástica).

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 0,33 \left( \frac{E}{F_y} \right) \left( \frac{t}{D} \right) \quad (9.5)$$

Desta forma, nos casos 2 e 3 a tensão admissível deverá ser reduzida em virtude da flambagem local.

Baseado em uma abordagem mais conservadora, AISI especificou que quando a razão  $D/t$  for menor ou igual a  $0,112(E/F_y)$ , o perfil deve ser projeto apenas considerando o escoamento. Essa indicação é definida pelo ponto  $A_1$  na Figura 9-3, onde  $(E/F_y) \cdot (D/t) = 8,93$ . Desta forma, seguindo a proposta conservadora, definiu-se um ponto  $B_1$  que seria o novo limite de proporcionalidade, onde  $(E/F_y) \cdot (D/t) = 2,27$  e  $F_{ult}/F_y = 0,75$ . A equação que define o segmento  $A_1B_1$  pode ser descrito como abaixo.

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 0,037 \left( \frac{E}{F_y} \right) \left( \frac{t}{D} \right) + 0,667 \quad (9.6)$$

Sendo  $A$  a área não reduzida da seção transversal do tubo e  $A_0$  a área reduzida devido a flambagem local tem-se que:

$$AF_{ult} = A_0F_y \quad (9.7)$$

Ou,

$$A_0 = \frac{F_{ult}}{F_y} A \quad (9.8)$$

Substituindo-se a equação (9.6) na equação (9.8), resulta-se:

$$A_0 = \left[ \frac{0,037}{\left( \frac{D}{t} \right) \left( \frac{F_y}{E} \right)} + 0,667 \right] A \leq A \quad (9.9)$$

Onde  $D$  é o diâmetro externo do perfil cilíndrico. Portanto, a equação (9.9) é a área reduzida que deve ser calculada sempre que  $D/t \leq 0,441(E/F_y)$ . Este parâmetro  $A_0$  será utilizado no cálculo da resistência à compressão da maneira que será apresentada no item a seguir.

### 9.3.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Para tubos à compressão centrada, as equações foram mudadas nas especificações de 1996 e 1999 devido a novos estudos e, no AISI/07 estas equações foram mantidas.

Deve ser sempre lembrado que  $D/t$  não deve ultrapassar o valor de  $0,441(E/F_y)$  para valerem os critérios do AISI/07 para tubos.

A resistência a compressão de projeto,  $\varphi_c \cdot P_n$  deve ser determinada como a seguir:

$$\varphi_c = 0,85 \quad (9.10)$$

$$P_n = F_n A_e \quad (9.11)$$

O cálculo de  $F_n$  (tensão de flambagem à flexão) e  $A_e$  (área efetiva) é feito conforme os dois casos a seguir:

i. Se  $\lambda_c \leq 1,5$ :

$$F_n = (0,658\lambda_c^2) F_y \quad (9.12)$$

ii. Se  $\lambda_c > 1,5$ :

$$F_n = \left( \frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (9.13)$$

Onde:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (9.14)$$

Nas equações que serão apresentadas abaixo,  $F_e$  é a tensão de flambagem elástica determinada de acordo com o item 7.2.1 e  $A_e$  é a área efetiva do perfil cilíndrico determinado como a seguir:

$$A_e = A_o + R(A - A_o) \quad (9.15)$$

$$R = F_y / (2F_e) \leq 1,0 \quad (9.16)$$

$$A_o = \left[ \frac{0,037}{(DF_y)/(tE)} + 0,667 \right] A \leq A \quad (9.17)$$

Onde:

$A$  = área completa da seção não reduzida

$D$  = diâmetro externo do perfil cilíndrico

$E$  = módulo de elasticidade do aço

$F_y$  = tensão de escoamento

$t$  = espessura da chapa do perfil

A figura abaixo resume tudo que está escrito entre as equações (9.11) e (9.17). Pode ser visto pelo gráfico abaixo que a equação (9.15) determina  $A_e = A_o$  quando  $\lambda_c = 0$ , assim como também determina  $A_e = A$  quando  $\lambda_c = \sqrt{2}$ .

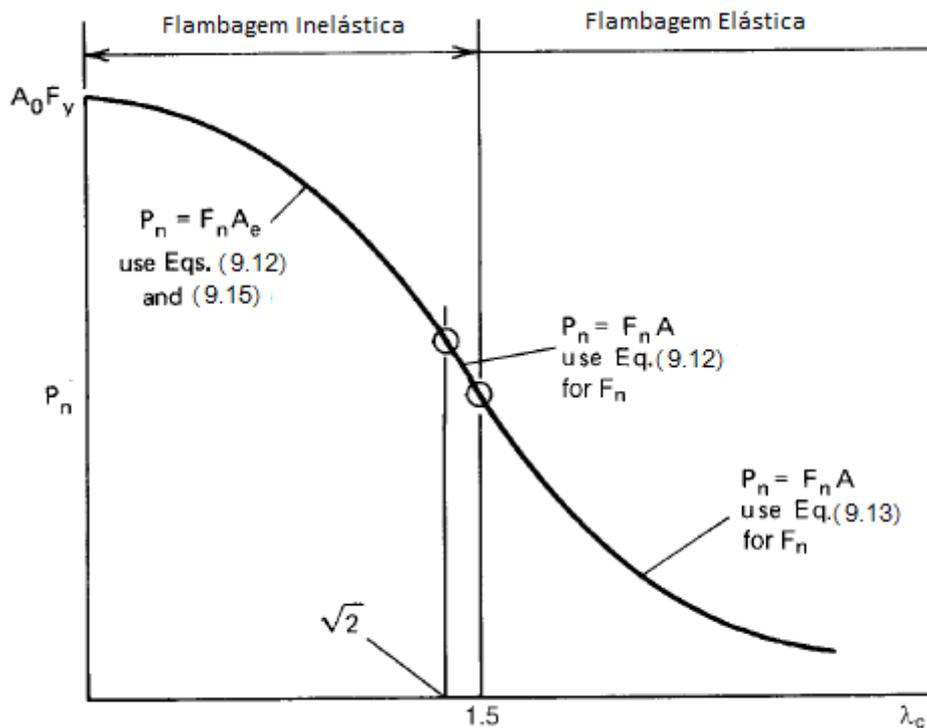


Figura 9-4 – Resistência nominal a compressão para perfis cilíndricos

### 9.3.3 RESISTÊNCIA À FLEXÃO

Em tubos, baseando-se nos estudos de Gerard e Becker, Shermam e Stephens, Kulak e Montgomery, algumas conclusões podem ser tiradas que são:

- i. A tensão de flambagem local elástica para flexão é maior que a tensão de flambagem elástica local para compressão axial;
- ii. Para tubos cilíndricos com paredes mais grossas, o início do escoamento não representa uma condição de colapso como assumido no caso da compressão axial. Em tubos relativamente

compactos, com  $D/t \leq 0.0714E/F_y$ , a tensão devida à flexão pode ser assumida para um momento que provoca plastificação da seção, o qual pode ser tomado como aproximadamente 1,25 vezes o momento que provoca o início do escoamento.

Levando em conta estes estudos, o AISI/07 especifica que a resistência apenas à flexão (não combinado com carga axial ou cisalhamento),  $\phi_b \cdot M_n$ , é dada pelas equações abaixo.

$$\phi_b = 0,95 \quad (9.18)$$

$$M_n = F_c S_f \quad (9.19)$$

$$S_f = \frac{\pi(D_o^4 - D_i^4)}{32D_o} \quad (9.20)$$

Onde  $F_c$  é determinado conforme os casos a seguir:

i. Se  $D/t \leq 0,0714 \cdot E/F_y$

$$F_c = 1,25F_y \quad (9.21)$$

ii. Se  $0,0714 \cdot E/F_y < D/t \leq 0,318 \cdot E/F_y$

$$F_c = \left[ 0,97 + 0,02 \left( \frac{E/F_y}{D/t} \right) \right] F_y \quad (9.22)$$

iii. Se  $0,318 \cdot E/F_y < D/t \leq 0,441 \cdot E/F_y$

$$F_c = \frac{0,328E}{D/t} \quad (9.23)$$

Onde:

$M_n$  = resistência nominal a flexão

$D$  = diâmetro externo do perfil cilíndrico

$t$  = espessura da chapa do perfil

$F_c$  = tensão crítica de flexão

$S_f$  = módulo elástico da seção não reduzida relativo a fibra mais comprimida

### 9.3.4 COMBINAÇÃO FLEXÃO E COMPRESSÃO

Esta interação é feita com as mesmas equações apresentadas no Capítulo 8 (item 8.3.2), sendo que os valores da carga axial nominal ( $P_n$ ) e os momentos nominais em relação aos eixos  $x$  e  $y$  ( $M_{nx}$  e  $M_{ny}$ ) são determinados de acordo com este capítulo (itens 9.3.2 e 9.3.3).

## 9.4 EXEMPLO 12

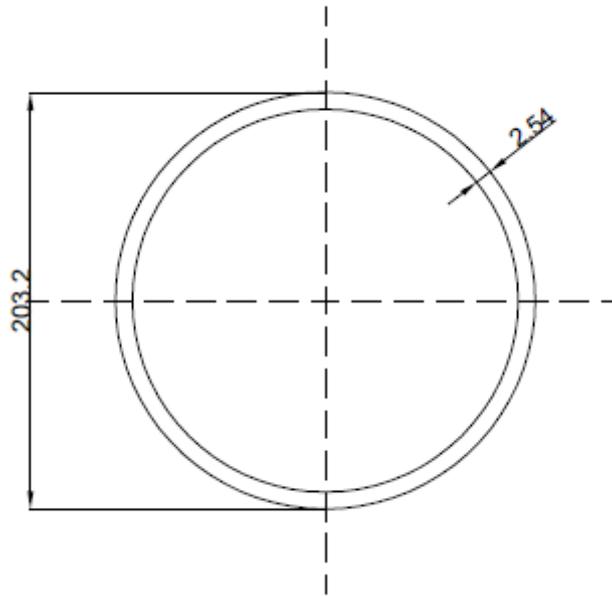


Figura 9-5 - Tubo circular submetido à flexão composta

Analisar o perfil acima quanto à flexo-compressão

Dados:

$$F_y = 290 \text{ MPa};$$

Barra de 3 m com apoio de segundo gênero em ambas as extremidades;

Cargas axiais:  $P_d = P_{\text{permanente}} = 33,3 \text{ kN}$ ;  $P_{Lr} = P_{\text{variável de telhado}} = 89,0 \text{ kN}$ ;

Carga pontual transversal no meio do pilar:  $P_w = P_{\text{vento}} = 13,3 \text{ kN}$

a) Análise da resistência à compressão,  $P_n$  (item 9.3.2):

a.1) Razão entre diâmetro externo e esbeltez da barra:

$$\frac{D}{t} = \frac{203,2}{2,54} = 80$$

$$\frac{D}{t} < 0,441 \frac{E}{F_y} = 0,441 \frac{(203)(10^3)}{290} = 308,7 \text{ OK}$$

a.2) Cálculo da tensão característica  $F_n$  do perfil:

$$I = \frac{\pi}{4} ((\text{Raio externo})^4 - (\text{Raio interno})^4)$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} \left( \left( \frac{203,2}{2} \right)^4 - \left( \frac{203,2 - 2(2,54)}{2} \right)^4 \right)}{10^4} = 806,02 \text{ cm}^4$$

$$A = \frac{\pi}{4} ((\text{diâmetro externo})^2 - (\text{diâmetro interno})^2)$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} ((203,2)^2 - (203,2 - 2(2,54))^2)}{10^2} = 16,01 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{806,02}{16,01}} = 7,09 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (203)(10^3)}{\left(\frac{(1)(300)}{(7,09)}\right)^2} = 1119,04 \text{ MPa};$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{(290)}{(1119,04)}} = 0,509$$

Dessa forma, com  $\lambda_c \leq 1,5$  :

$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y = (0,658^{(0,509)^2})(290) = 260,2 \text{ MPa}$$

a.3) cálculo da área

$$A_o = \left[ \frac{0,037}{(DF_y)/(tE)} + 0,667 \right] A = \left[ \frac{0,037}{\frac{(203,2)(290)}{(2,54)(203)(10^3)}} + 0,667 \right] 15,86 = 6,25 \text{ cm}^2 \leq 16,01 \text{ OK}$$

$$R = \frac{F_y}{2F_e} = \frac{290}{2(1119,04)} = 0,129 \leq 1$$

$$A_e = A_o + R(A - A_o) = 15,86 + (0,129)(16,01 - 15,56) = 15,92 \text{ cm}^2$$

a.4) cálculo de  $P_n$  e  $P_{no}$ :

$$P_n = F_n A_e = (260,2)(10^3)(15,92)(10^{-4}) = 413,92 \text{ kN}$$

$$P_{no} = F_y A_o = (290)(10^3)(15,92)(10^{-4}) = 461,68 \text{ kN}$$

b) análise do momento

b.1) cálculo do módulo resistente da seção

$$S_f = \frac{\pi((\text{diâmetro externo})^4 - (\text{diâmetro interno})^4)}{32(\text{diâmetro externo})}$$

$$= \frac{\pi \left( (203,2)^4 - (203,2 - 2(2,54))^4 \right)}{32(203,2)} (10^{-3}) = 79,33 \text{ cm}^3$$

Determinar que irá governar a análise:

$$\frac{0,0714E}{F_y} = \frac{0,0714(203)(10^3)}{290} = 49,48$$

$$\frac{0,318E}{F_y} = \frac{0,318(203)(10^3)}{290} = 222,6$$

Como  $0,0714E/F_y < D/t < 0,318E/F_y$ , tem-se:

$$F_c = \left( 0,970 + 0,02 \left( \frac{E}{F_y} \right) \left( \frac{D}{t} \right) \right) F_y = \left( 0,970 + 0,02 \left( \frac{(203)(10^3)}{(290)} \right) \right) (290) = 332,05 \text{ MPa}$$

b.2) pelo LRFD:

$$M_n = (332,05)(10^3)(79,33)(10^{-6}) = 26,34 \text{ kN}$$

$$\varphi_b M_n = (0,95)(26,34) = 25,02 \text{ kNm}$$

c) combinação do momento fletor e compressão axial segundo o método LRFD:

$$\bar{P} = P_u = 1,2P_D + 0,5P_{Lr} = 1,2(33,3) + 0,5(89) = 84,46 \text{ kN}$$

$$\bar{M} = M_u = 1,6 \frac{P_w L}{4} = 1,6 \frac{(13,3)(3)}{4} = 15,96 \text{ kNm}$$

$$\varphi_c = 0,85$$

$$\varphi_b = 0,95$$

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_n} = \frac{84,46}{(0,85)(413,92)} = 0,240 > 0,15$$

Diante da condição anterior, tem-se:

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 (203)(10^6)(806,02)(10^{-8})}{((1)(3))^2} = 1794,6 \text{ kN}$$

$$C_{mx} = 1$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{\bar{P}}{P_{Ex}} = 1 - \frac{84,46}{1794,6} = 0,952 > 0$$

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_n} + C_{mx} \frac{\bar{M}_x}{\varphi_b M_{nx} \alpha_x} = \frac{84,46}{(0,85)(413,92)} + (1) \frac{(15,96)}{(0,95)(26,34)(0,952)} = 0,91 \leq 1 \text{ OK}$$

$$\frac{\bar{P}}{\varphi_c P_{no}} + \frac{\bar{M}_x}{M_{nx} \alpha_x} = \frac{84,46}{(0,85)(461,68)} + \frac{(15,96)}{(0,95)(26,34)} = 0,853 \leq 1 \text{ OK}$$

## 10 LIGAÇÕES

### 10.1 INTRODUÇÃO

Ao se discretizar uma estrutura metálica, enxergamos as peças individuais componentes da estrutura, dimensionadas nos capítulos anteriores. A união dessas peças se faz de maneira distinta daquelas feitas de concreto armado, estas ligadas pela ancoragem de ferros de espera e “fusão” do concreto dos elementos ligantes como um corpo só. Em estrutura metálica, as ligações são efetuadas por intermédio de soldas ou parafusos; sendo assim, existe a necessidade do dimensionamento das peças de ligação, efetuado neste capítulo segundo prescrições estabelecidas pela AISI/07.

As ligações existentes em perfis de chapa dobrada a frio, bem como as chapas usadas nessas, são tratadas separadamente, em termos de cálculo, como ligações soldadas e ligações parafusadas. Nesse capítulo serão tratados esses com cuidados, desde as ruínas e grandes deformações nas chapas de ligação, bem com a ruína das ligações.

### 10.2 LIGAÇÕES SOLDADAS

As soldas utilizadas em construções de edifícios podem ser do tipo solda de resistência ou arco voltaico. Segundo o item E2 do AISI/07 as equações estabelecidas nas próximas seções referentes à solda devem ser atribuídas a chapas com espessura inferior a 4,76 mm, sendo para valores acima deste, solicitado o uso das normas referentes à seção E2a do apêndice A.

A solda de resistência, a qual encontra-se mais presente na fabricação de perfis de chapa dobrada, representa um tipo de solda em que a união dos elementos ocorrerá por meio do aquecimento das partes a serem ligadas devido à corrente elétrica estabelecida por eletrodos pressionando as chapas.

As soldas por arco voltaico ocorrem quando há fusão das duas porções adjacentes. A fusão do aço é produzida pelo calor do arco voltaico, este, formado entre um eletrodo metálico e o aço a soldar. O material do eletrodo, nos tipos mais usuais, é derretido e depositado na solda, tornando-se parte integrante da ligação.

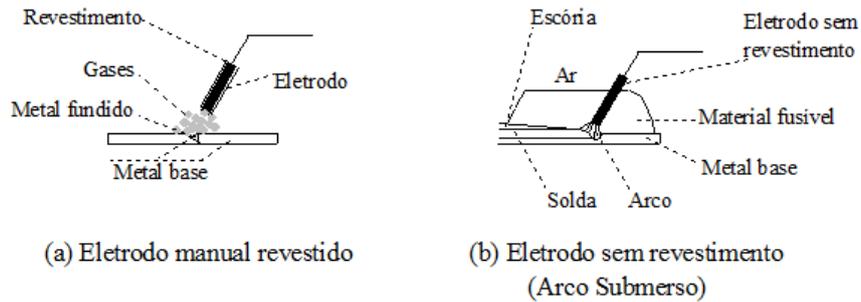


Figura 10-1 Solda elétrica com eletrodo

A solda só ficará com boa qualidade se o material fundido estiver isolado da atmosfera, pois o contato com o ar produz impurezas na região soldada. A Figura 10-1 nos mostra as maneiras de isolamento mais comuns:

- Eletrodo manual revestido: como a solda não está submersa, é necessário um revestimento para o eletrodo. Este revestimento será também consumido perante o calor, mas se transformará em gases inertes (responsáveis pelo isolamento da atmosfera) e em escória.
- Arco submerso em material granular fusível: o material granular fica responsável pelo isolamento da solda, logo o arco voltaico ocorrerá abaixo do material granular fusível.

Em indústria, o tipo de solda mais empregado é aquele com eletrodo manual revestido, por ser simples e versátil, com aplicações não somente em indústria pesada, como também em pequenos serviços de campo. Estes eletrodos são constituídos de aço carbono ou aços de baixa liga, possuindo resistências que variam de 4000 a 5000 Kgf/cm<sup>2</sup>. O revestimento é um material volátil a certa temperatura, e pode ser formado de celulose ou mesmo pós-minerais, com ambiente ácido ou básico. Para eletrodos de aço carbono ou de baixa liga, recomenda-se um revestimento básico de carbonato de sódio. Os eletrodos básicos são também conhecidos como eletrodos de baixo hidrogênio.

A solda por arco voltaico submerso é bastante usada em oficinas, e dá resultados com boa regularidade.

### 10.2.1 SOLDAS POR ARCO VOLTAICO

As soldas por arco voltaico são as mais utilizadas quando se deseja unir componentes de seções dobradas a frio e perfis laminados a quente. Em chapa dobrada a frio, as soldas por arco voltaico mais empregadas são enunciadas abaixo:

- (a) - Soldas em juntas (“Groove weld”), com chanfro, ligação de topo;
- (b) - Soldas por pontos (“Spot weld”);
- (c) - Soldas contínuas ou em orifício alongado (“Seam weld”);

(d) - Soldas de filete;

(e) - Soldas em superfície curva.

Se cada parte conectada pela solda possuir espessura superior a 0,18 polegadas (4,57mm), o cálculo da resistência da solda deverá ser efetuado conforme prescrições da norma AISC (referência 3 da seção A6).

Soldas com pelo menos uma das partes conectadas de espessura inferior a 0,18 polegadas (4,57mm), deverão seguir as especificações da AWS (American Welding Society) D-1.3 (Referência 3 da Seção A6) e seus comentários. Soldadores e procedimentos de solda podem ser qualificados conforme especificado nas prescrições AWS D1.3. O cálculo da resistência destas soldas é efetuado de acordo com AWS C1.1, “Recommended Practices for Resistance Welding” ou ainda em AWS C1.3, ”Recommended Practices for Resistance Welding Coated Low Carbon Steels”.

As prescrições para soldadores e posicionamentos de solda dadas na AWS são também válidas para chapas com espessuras inferiores a 0,18 polegadas (4,57mm) e são abrangidas pela Tabela 10-1

Tabela 10-1 - Posição de soldagem

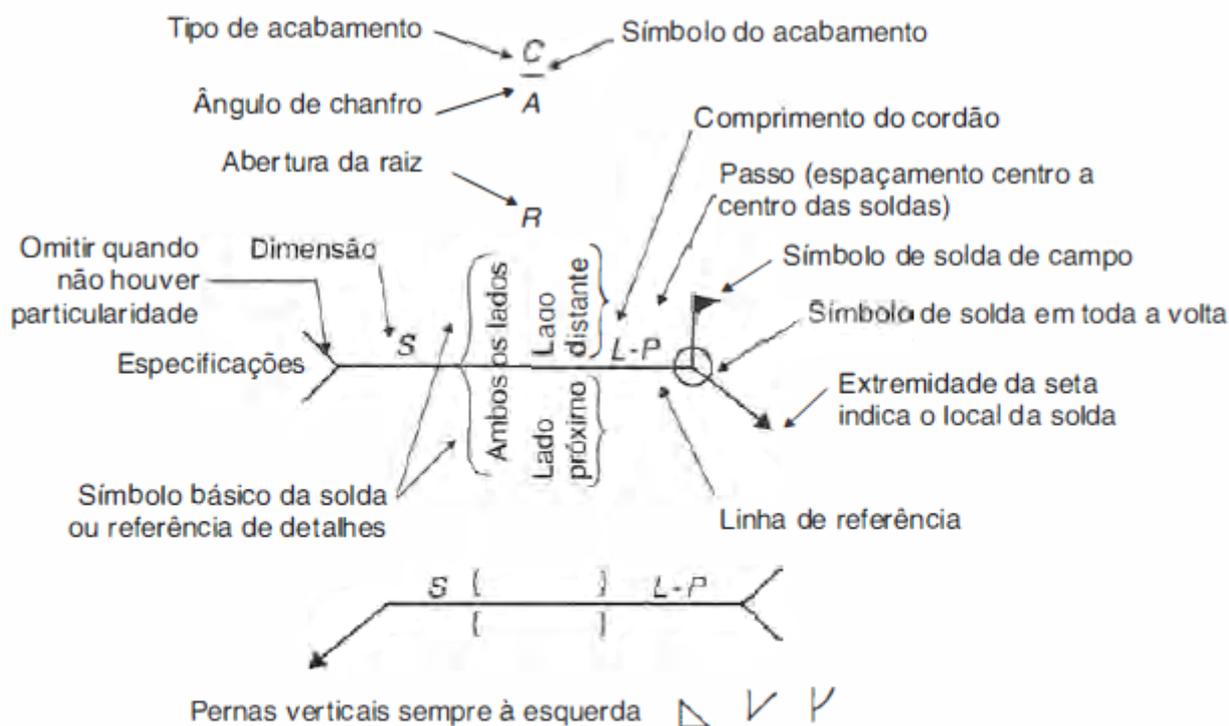
Ligações	Posição de Soldagem					
	Solda de topo sem chanfro	Solda por pontos a arco	Solda contínua a arco	Solda de filete, sobreposta ou em T	Solda c/ chanfro em aresta simples (Bisel simples)	Solda com chanfro em aresta dupla (V simples)
Chapa com Chapa	F H V OH	- - - -	F H - -	F H V OH	F H V OH	F H V OH
Chapa com Elemento estrutural	- - - -	F - - -	F - - -	F H V OH	F H V OH	- - - -

(F = plana; H = horizontal; V = vertical, OH = sobrecabeça)

A American Welding Society (AWS) estabelece a simbologia para as soldas. A Figura 10-2 nos mostra os símbolos básicos e sua localização, para chapas de aço dobradas a frio.

Simbologia de Solda							
Contra-solda	Filete	Tampão	Entalhe				
			Sem chanfro	v	Bisel	U	J

Chapa de espera	Solda em toda a volta	Solda de campo	Acabamento	
			Plano	Convexo



As soldas dos lados próximo e distante têm a mesma dimensão, salvo especificação em contrário. As dimensões dos filetes devem ser especificadas nos dois lados.

Figura 10-2 – Simbologia de soldas (AWS) – (PFEIL, Walter e PFEIL, Michèle - Estruturas de Aço/Dimensionamento Prático de acordo com a NBR 8800:2008, 2009)

Para elementos de espessura inferior a 4,57mm, a carga atuante, segundo o conselho das especificações da AISI/07, não deverá superar a resistência de cálculo, dada por  $\phi P_n$ .

Onde:

$\phi$  = Coeficiente de segurança para soldas a arco voltaico

$P_n$  = Resistência nominal para soldas a arco voltaico

O coeficiente de segurança  $\varphi$  e a resistência nominal  $P_n$ , são dados para cada tipo de solda a arco voltaico, segundo os critérios de ruína despostos nos itens 10.2.2.1 até o item 10.2.2.5, que seguem.

## 10.2.2 CRITÉRIOS DE CÁLCULO PARA VÁRIOS TIPOS DE SOLDA A ARCO VOLTAICO, SEGUNDO PRESCRIÇÕES DA AISI/07

### 10.2.2.1 SOLDAS EM JUNTAS COM CHANFROS OU DE ENTALHE (GROOVE WELDS), LIGAÇÃO DE TOPO

A resistência de cálculo para soldas deste tipo efetuadas de um lado só ou em ambos os lados, é determinada como segue:

- (a) Para soldas sujeitas à tração ou compressão no plano perpendicular a ela:

$$P_n = L \cdot t_e \cdot F_y \quad \varphi = 0,90 \quad (10.1)$$

- (b) Para soldas sujeitas a cisalhamento:

$$P_n = L \cdot t_e \cdot (0,6F_{xx}) \quad \varphi = 0,80 \quad (10.2)$$

$$P_n = L \cdot t_e \cdot (F_y/\sqrt{3}) \quad \varphi = 0,90 \quad (10.3)$$

Onde:

$\varphi$  = Coeficiente de segurança para conexões soldadas

$P_n$  = Resistência nominal

$F_{xx}$  = Nível de tensão apresentado na classificação do eletrodo na AWS

= 4219 kgf/cm<sup>2</sup>, se o eletrodo do tipo E60<sub>xx</sub>

= 4922 kgf/cm<sup>2</sup>, se o eletrodo do tipo E70<sub>xx</sub>

$F_y$  = Tensão de escoamento do metal-base menos resistente

$L$  = Comprimento da solda

$t_e$  = Menor dimensão da garganta preenchida pela solda

É importante considerar o tipo de eletrodo utilizado a depender da importância da solda. Em pré-fabricação, podem ser usados os eletrodos tipo E60<sub>xx</sub>. Para ligações que requerem penetração, os eletrodos tipo E70<sub>xx</sub> são os mais indicados; estes deverão ser empregados em função do metal-base:

ASTM-A-36 .....	Eletrodo AWS-E-7018
ASTM-A-570-C .....	Eletrodo AWS-E-7018
USI SAC-300 .....	Eletrodo AWS-E-7018-G
USI SAC-350 .....	Eletrodo AWS-E-7018-G

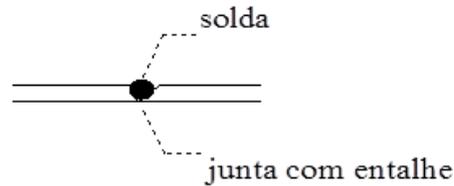


Figura 10-3 - Exemplo típico de solda de entalhe

### 10.2.2.2 EXEMPLO 13

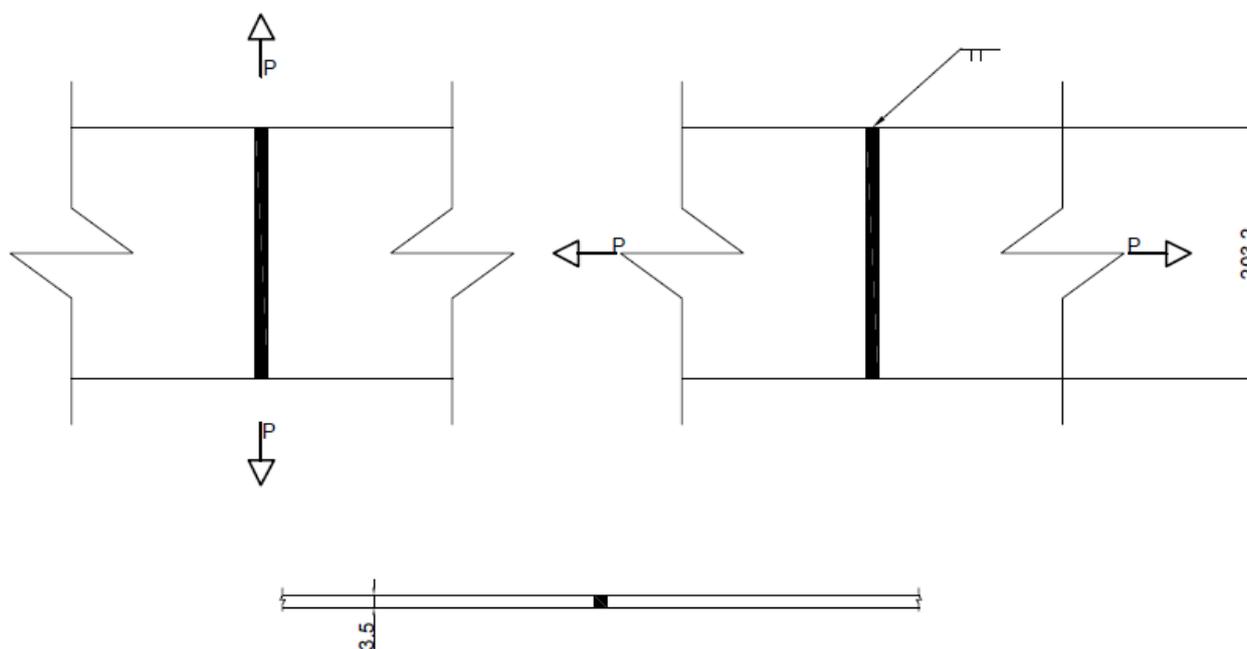


Figura 10-4- solda de entalhe

Dados iniciais

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

$$\text{Eletrodo E60 } F_{xx} = 421,9 \text{ MPa}$$

Analisar a resistência da ligação quando submetido à tração na direção paralela e cisalhamento na direção perpendicular à solda.

Solução:

a) tração normal ao plano da solda:

$$P_n = L t_e F_y = (203,2)(3,5)(10^{-6})(345)(10^3) = 245,3 \text{ kN}$$

LRFD

$$\varphi = 0,90$$

$$\varphi P_n = (0,90)(245,3) = 220,8 \text{ kN}$$

b) cisalhamento paralelo ao plano da solda:

b.1) análise da resistência da solda

$$P_n = L t_e 0,6 F_{xx} = (203,2)(3,5)(10^{-6})(0,6)(421,9)(10^3) = 180,0 \text{ kN}$$

LRFD

$$\varphi = 0,8$$

$$\varphi P_n = (0,8)(180,0) = 144 \text{ kN}$$

b.2) análise da resistência da chapa:

$$P_n = \frac{L t_e F_y}{\sqrt{3}} = \frac{(203,2)(3,5)(10^{-6})(345)(10^3)}{\sqrt{3}} = 141,7 \text{ kN}$$

LRFD

$$\varphi = 0,9$$

$$\varphi P_n = (0,9)(141,7) = 127,5 \text{ kN}$$

### 10.2.2.3 SOLDAS DE FILETE

As soldas de filete podem ser usadas num número maior de casos que as anteriores, não ficando restrita ao posicionamento das chapas; ao contrário, podem ser usadas em quaisquer posições, tanto para unir chapas entre si, bem como elementos de maior espessura.

O esforço cortante atuante na solda não deverá exceder a resistência ao cisalhamento,  $\varphi P_n$ , este determinado como segue:

a. Para um carregamento longitudinal em relação à solda:

$$\text{Se } L/t < 25: \quad P_n = \left(1 - \frac{0,01L}{t}\right) \cdot t L F_u \quad \varphi = 0,60 \quad (10.4)$$

$$\text{Se } L/t \geq 25: \quad P_n = 0,75 \cdot t L F_u \quad \varphi = 0,55 \quad (10.5)$$

b. Para um carregamento transversal em relação à solda:

$$P_n = 0,75 \cdot t L F_u \quad \varphi = 0,65 \quad (10.6)$$

Onde  $t$  é o menor dos valores  $t_1$  e  $t_2$  mostrados na Figura 10-5.

É importante ressaltar que as condições de cálculo estabelecidas anteriormente levam em conta a ruptura da chapa antes da ruptura na solda. Sendo assim, mesmo que o material utilizado na solda possua resistência à ruptura superior ao do aço para o qual é especificada, pesquisas consolidadas pela University of Sydney (Teh e Hancock, 2000) demonstraram que chapas com resistência superior ou igual a 448 MPa e espessura acima de 0,10 in. (2,54 mm) apresentavam ruína na garganta da solda de filete, havendo assim necessidade de que a. e b. não sejam superiores ao seguinte valor de  $P_n$ :

$$P_n = 0,75 \cdot t_w L F_{xx} \quad \varphi = 0,60 \quad (10.7)$$

Onde:

$t_w$  = Garganta efetiva, tomada como o menor valor entre  $0,707w_1$  e  $0,707w_2$

$w_1$  e  $w_2$  = catetos de solda, representados na Figura 10-5.

Os outros termos já estão definidos.

A Figura 10-5 pode ser consultada para facilitar a compreensão das quantidades  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $w_1$  e  $w_2$ .

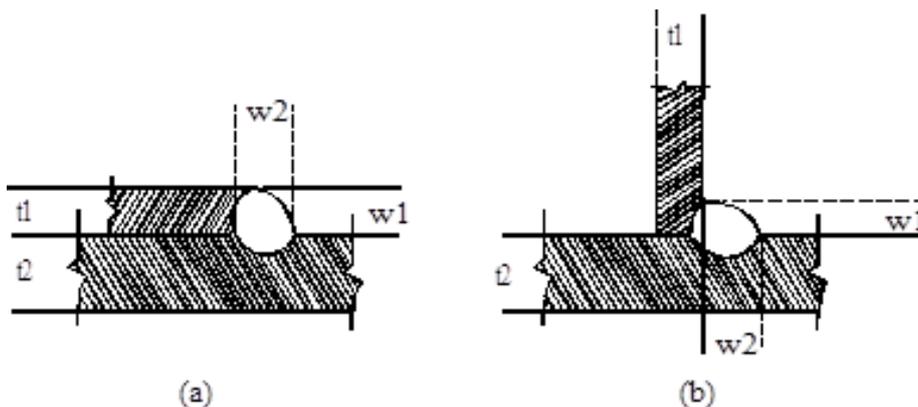


Figura 10-5 - Dimensão dos filetes de solda. (a) - ligação por transpasse; (b) - ligação em T

**10.2.2.4 EXEMPLO 14**

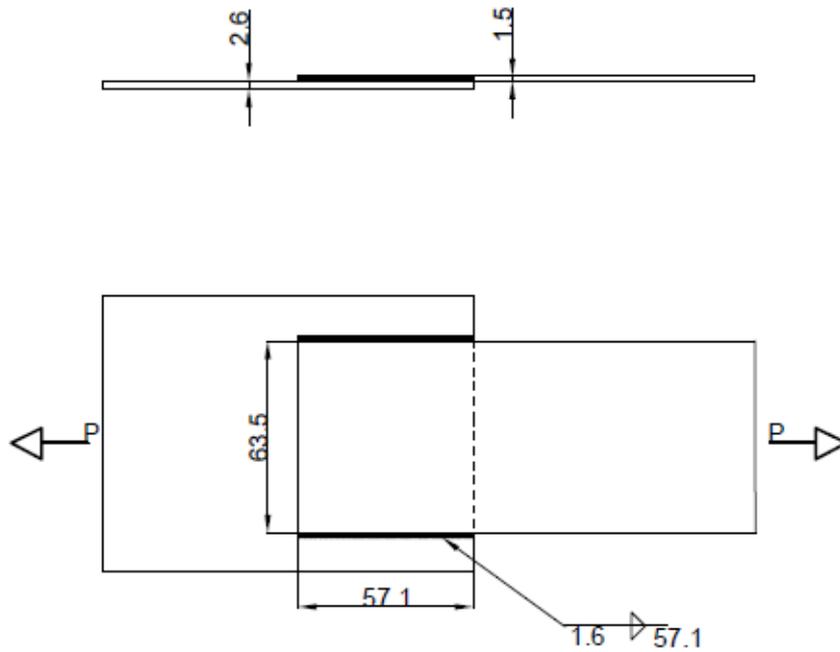


Figura 10-6 - Solda de filete em chapas

Dados iniciais

$$F_y = 345 \text{ MPa}, F_u = 450 \text{ MPa};$$

$$\text{Tração: } P_{dead} = 4,5 \text{ kN}, P_{live} = 13,3 \text{ kN};$$

Determinar se a solda de filete distribuída segundo o desenho acima é adequada para a transmissão da carga definida.

a) ação solicitante:

LRFD

$$P_u = 1,2P_{dead} + 1,6P_{live} = 1,2(4,5) + 1,6(13,3) = 26,68 \text{ kN}$$

b) resistência na solda:

$$\frac{L}{t} = \frac{57,1}{1,5} = 38,1 > 25$$

Dessa forma, o cálculo deve ser feito da seguinte forma:

$$P_n = 0,75tLF_u = 0,75(1,5)(57,1)(10^{-6})(450)(10^3) = 28,9 \text{ kN}$$

Sendo  $t = 1,5 \text{ mm} < 2,54 \text{ mm}$  para a análise do LRFD :

$$\varphi = 0,5$$

$$\varphi P_n = (0,5)(28,9) = 14,45 \text{ kN}$$

Como são dois filetes:

$$14,45 (2) = 28,9 \text{ kN} > 26,68 \text{ kN OK}$$

c) análise da resistência da chapa mais fina (1,5 mm):

c.1) escoamento da seção bruta da chapa:

$$T_n = A_g F_y = (63,5)(1,5)(10^{-6})(345)(10^3) = 32,9 \text{ kN}$$

LRFD

$$\varphi_t = 0,9$$

$$\varphi_t T_n = (0,9)(36,9) = 29,6 \text{ kN} > 26,68 \text{ kN OK}$$

c.2) ruptura da seção líquida da chapa:

$$T_n = A_n F_u = (63,5)(1,5)(10^{-6})(450)(10^3) = 42,9 \text{ kN}$$

LRFD

$$\varphi_t = 0,75$$

$$\varphi_t T_n = (0,75)(42,9) = 32,2 \text{ kN} > 26,68 \text{ kN OK}$$

### 10.2.2.5 SOLDAS EM SUPERFÍCIE CURVA

As soldas em superfície curva podem ser de duas formas: bisel simples, quando apenas um flanco da ligação é curva; e V simples, quando ambos os flancos da ligação são curvos.

Também como as soldas de filete, as soldas em superfície curva aplicam-se a juntas em qualquer posição. Os tipos existentes são relacionados abaixo:

- a. Chapa com chapa para soldas em aresta dupla (bisel simples);
- b. Chapa com chapa para soldas em aresta dupla (V simples);
- c. Chapa com elemento de aço mais espesso (bisel simples).

Segundo a AISI/07, a resistência de cálculo ao cisalhamento  $\varphi P_n$  de uma solda de bisel simples em superfície curva é determinada pelas equações abaixo:

- 1) Para carregamento transversal em relação à solda:

$$P_n = 0,833 \cdot t L F_u \qquad \varphi = 0,60 \qquad (10.8)$$

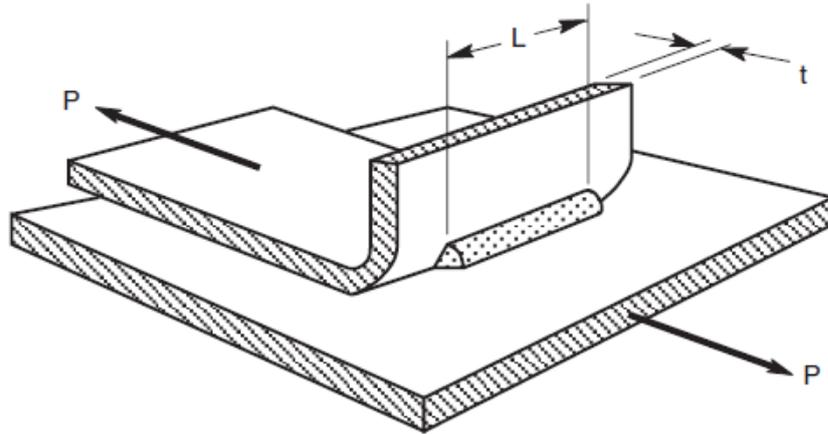


Figura 10-7 - Solda de bisel em superfície curva (carregamento transversal)

2) Para carregamento longitudinal em relação à solda:

Se  $t \leq t_w < 2t$ , ou se a altura do lábio (dobra) for inferior ao comprimento da solda:

$$P_n = 0,750 \cdot tLF_u \quad \varphi = 0,55 \quad (10.9)$$

Se  $t_w \geq 2t$  e a altura da dobra é maior ou no mínimo igual ao comprimento da solda:

$$P_n = 1,50 \cdot tLF_u \quad \varphi = 0,55 \quad (10.10)$$

Analogamente ao caso das soldas de filete, se a espessura da chapa mais fina superar 0,10 polegada (2,54mm), a resistência ao cisalhamento calculada nas expressões acima não deve exceder ao valor  $\varphi P_n$  calculado pela equação (10.7), sendo o valor de  $t_w$  definido a seguir:

$t_w = 5/16R$  para solda de bisel em superfície curva;

=  $1/2R$  quando  $R \leq 1/2$  in.(12,7 mm) para solda em V;

=  $3/8R$  quando  $R > 1/2$  in.(12,7 mm) para solda em V;

$R$  = raio de curvatura da superfície da dobra da chapa.

As figuras a seguir mostram

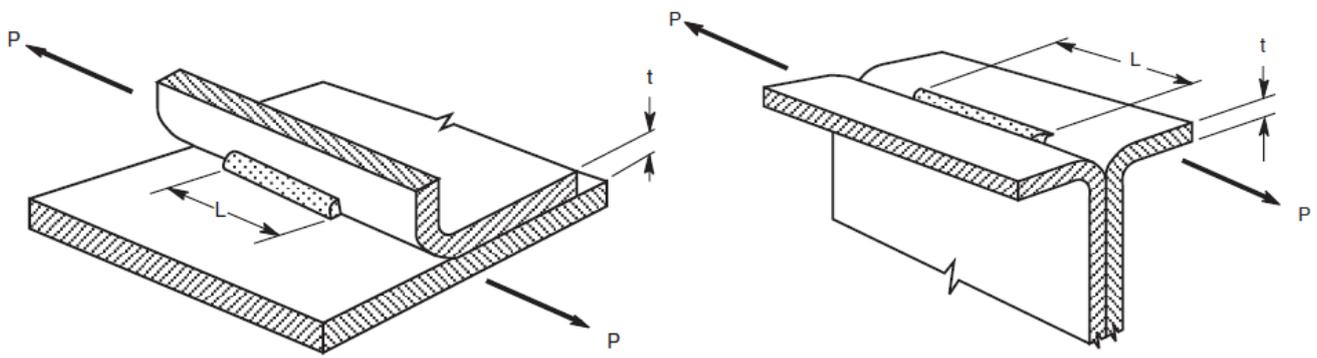


Figura 10-8 - solda em bisel simples e solda em V respectivamente, com carga longitudinal atuante

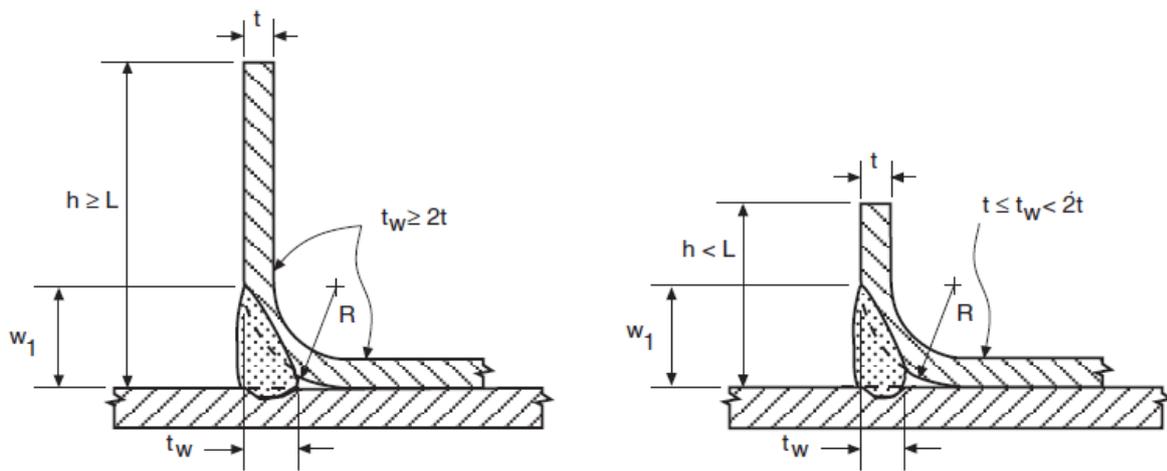


Figura 10-9 – solda em bisel nivelada com os planos da chapa em curva

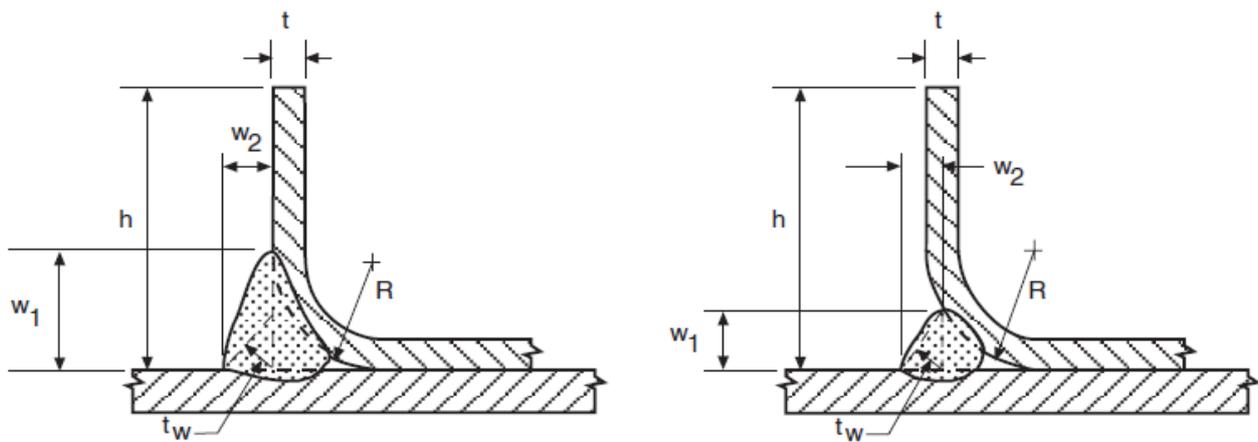


Figura 10-10 - solda em bisel não nivelada com os planos da chapa em curva

**10.2.2.6 EXEMPLO 15**

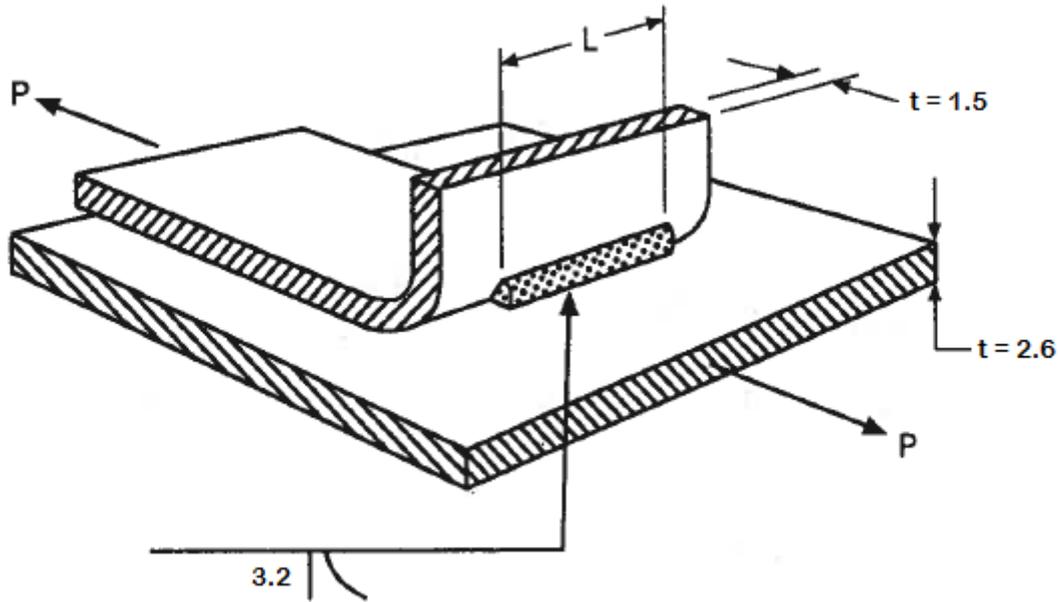


Figura 10-11-Soldas em superfícies curvas

$$F_y = 345 \text{ MPa}, F_u = 450 \text{ MPa}$$

$$F_y = 345 \text{ MPa}, F_u = 450 \text{ MPa};$$

$$\text{Tração: } P_{dead} = 4,5 \text{ kN}, P_{live} = 13,3 \text{ kN};$$

Determinar o comprimento  $L$  necessário para suportar a tração definida acima:

a) ação solicitante:

LRFD:

$$P_u = 1,2P_{dead} + 1,6P_{live} = 1,2(4,5) + 1,6(13,3) = 26,68 \text{ kN}$$

b) resistência característica de soldas em superfície curva para carregamento transversal à solda:

$$P_n = 0,833tLF_u$$

$$\phi = 0,60$$

$$P_u \leq \phi P_n = \phi 0,833tLF_u \therefore$$

$$L \geq \frac{P_u}{\phi 0,833tF_u} = \frac{26,68}{(0,6)0,833(1,5)(10^{-3})(450)(10^3)} (1000) = 79,1 \text{ mm}$$

Dessa forma usando uma solda de bisel simples de 3.2 mm de altura e mínimo comprimento 79,1 mm, a ligação estará segura.

### 10.2.3 SOLDA DE RESISTÊNCIA

O método de cálculo apresentado a seguir foi apresentado primeiramente na edição de 2001 do AISI e retornou no AISI/07. A condição limitante presente em edições anteriores, 0,18 in. (4,57mm) da espessura das chapas que se conectam, fora retirada devido a considerações do item E2 do AISI/07. Apesar do AISI fornecer equações em outras unidades de medida, para esse estudo, as seguintes equações serão apresentadas em milímetros e KN e em polegadas e kips sendo assim:

Para  $0,25 \text{ mm} \leq t < 3,56 \text{ mm}$ :

$$P_n = 5,51t^{1,47} \quad (10.11)$$

Para  $3,56 \text{ mm} \leq t < 4,57 \text{ mm}$ :

$$P_n = 7,6t + 8,57 \quad (10.12)$$

Para  $0,01 \text{ in.} \leq t < 0,14 \text{ in.}$ :

$$P_n = 144t^{1,47} \quad (10.13)$$

Para  $0,14 \text{ in.} \leq t < 0,18 \text{ in.}$ :

$$P_n = 43,4t + 1,93 \quad (10.14)$$

O valor de  $\phi = 0,65$

### 10.3 LIGAÇÕES PARAFUSADAS

As ligações parafusadas são uma outra maneira de efetuar a transferência de força para outros elementos estruturais. Acontece que em perfis de chapa dobrada a frio o comportamento destas ligações algumas vezes difere daquele para perfis laminados; este fato se deve à espessura dos perfis dobrados.

Na Universidade de Cornell, numerosos ensaios realizados desde 1950, utilizando chapas de espessura fina e parafusos comuns (A-307) e de alta resistência (A-325). Estes ensaios tornaram possível todo um estudo feito, e que culminou na formulação de métodos de dimensionamento seguros.

Os quatro tipos de ruína que mais ocorrem em ligações parafusadas são listados abaixo:

- 1- Cisalhamento longitudinal da chapa ao longo de duas linhas paralelas (Figura 10-12a)
- 2- Esmagamento da chapa em frente ao parafuso (Figura 10-12b)
- 3- Ruptura da seção líquida da chapa (Figura 10-12c)
- 4- Cisalhamento do parafuso (Figura 10-12d).

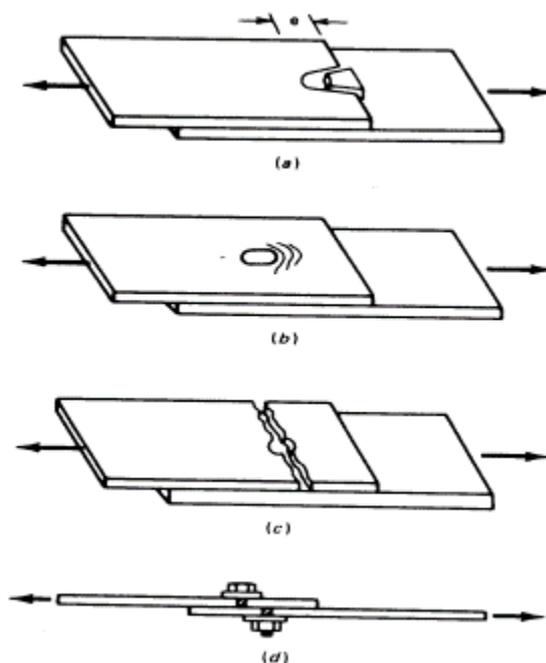


Figura 10-12 - Tipos de ruptura em ligações parafusadas

Apesar de analisadas parcialmente no Capítulo 5 as três primeiras situações, neste texto retornar-se-á tal análise, visto que as considerações de resistência de chapas de espera é tratado aqui. Sua análise anterior fora para abordar ruínas de perfis de chapas dobradas conectadas por parafusos, os quais pelo AISI/07 são abordados de forma conjunta no item E3.2 do anexo A (para o caso do ASD e LRFD adotados pelo México e Estados Unidos).

### 10.3.1 CRITÉRIOS DE CÁLCULO PARA LIGAÇÕES PARAFUSADAS SEGUNDO PRESCRIÇÕES DO AISI/07

#### 10.3.1.1 LIMITES DE ESPESSURA

Segundo o AISI/07, suas prescrições valem para as ligações parafusadas cuja espessura da chapa mais fina conectada seja inferior a 3/16 polegada (4,76mm). Espessuras maiores ou iguais a este limite podem ser especificadas pela ANSI/AISC-360.

### 10.3.1.2 MATERIAIS

Segundo o AISI/07, Parafusos, porcas e arruelas devem obedecer às prescrições definidas pelo item E3 os quais seguem especificações do ASTM. De acordo com o mesmo, projetos com outros tipos de aço utilizados com a mesma função citada anteriormente, devem ser desenhados indicando o tipo e o tamanho do conector. Além disso os parafusos e porcas devem ser instalados e apertados de forma promover um funcionamento satisfatório.

Parafusos, porcas e arruelas deverão obedecer às seguintes prescrições, segundo seus materiais:

- ASTM-A-307 (tipo A) Para qualquer diâmetro- Carbon Steel Bolts and Studs 60,000 PSI Tensile Strength;
- ASTM-A-325, Structural Bolts, Steel, heat Treated. 120/105 ksi Minimum Tensile Strength;
- ASTM-A-449 Para diâmetro  $d < \frac{1}{2}$  " (12,7 mm) - Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts and Studs;
- ASTM-A-490, Heat-Treated Steel Structural Bolts, 150 ksi Minimum Tensile Strength;
- ASTM-A-354 (grau BD) Para diâmetro  $d < \frac{1}{2}$  " (12,7 mm) - Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts, Studs, and Other Externally and Threaded Fasteners.

Os furos onde serão instalados os parafusos não deverão exceder os valores apresentados na Tabela 10-2; porém, quando forem executadas ligações com peças de concreto ou mesmo em bases de colunas, os furos podem ser mais largos.

Tabela 10-2 – Tamanho  $m$

<i>Diâmetro nominal do parafuso, <math>d</math>, em polegadas</i>	<i>Diâmetro do furo padrão, <math>d_h</math>, em polegadas</i>	<i>Diâmetro do furo alargado, <math>d_h</math>, em polegadas</i>	<i>Dimensões do furo ovalado curto, em polegadas</i>	<i>Dimensões do furo ovalado longo, em polegadas</i>
$< 1/2$	$d + 1/32$	$d + 1/16$	$(d + 1/32)_{por}$ $(d + 1/4)$	$(d + 1/32)_{por}$ $(2 - 1/2 d)$
$\geq 1/2$	$d + 1/16$	$d + 1/8$	$(d + 1/16)_{por}$ $(d + 1/4)$	$(d + 1/16)_{por}$ $(2 - 1/2 d)$

Quando se faz a ovalação do furo, deve-se dispor o comprimento do furo numa direção normal àquela da força cisalhante. É sempre razoável instalar arruelas ou pequenas chapas sobre furos ovalados curtos ou alargados.

### 10.3.1.3 ESPAÇAMENTO MÍNIMO ENTRE FUROS ADJACENTES E DISTÂNCIAS LATERAIS

A distância  $e$  medida na linha de ação da força, a partir do centro do furo até a borda do furo mais próxima ou mesmo até a extremidade da parte conectada, não deve ser menor que a quantidade  $e_{min}$ ; esta, deduzida das equações do AISI/07 e definidas abaixo:

$$e_{min} = \frac{P}{0,70 \cdot tF_u} \quad \text{Se } F_u/F_{sy} \geq 1,08 \quad (10.15)$$

$$e_{min} = \frac{P}{0,60 \cdot tF_u} \quad \text{Se } F_u/F_{sy} < 1,08 \quad (10.16)$$

Os valores 0,7 e 0,6 referem-se às aos fatores de minoração da resistência dados pelo AISI/07 para cada um dos fatos dispostos anteriormente.

A norma AISI/07 não prevê diretamente a distância mínima calculada pelas equações acima, mas faz uma abordagem equivalente, calculando a resistência de cálculo  $\phi P_n$ , ao cisalhamento, de uma região tomada entre duas linhas paralelas entre si e à direção da força:

$$P_n = t \cdot e \cdot F_u \quad (10.17)$$

Onde:

$P$  = Força transmitida por um parafuso

$t$  = Espessura da chapa mais fina componente da ligação

$F_u$  = Limite de resistência à tração do aço das chapas que compõem a ligação

$F_{sy}$  = Limite de escoamento mínimo do aço das chapas (calculado segundo seções A2.1, A2.2 ou A2.3.2 do AISI/07)

$e$  = Distância medida na linha da força, do centro do furo de um parafuso até a borda do parafuso mais próximo ou à extremidade da parte conectada.

Além de observada a distância mínima, devem ser observados também aspectos construtivos e funcionais aconselhados por norma:

- 1- A distância mínima entre centros de furos deverá proporcionar facilidade para uso de chaves de aperto e também espaço suficiente para as cabeças dos parafusos, porcas, arruelas;
- 2- A distância mínima não deverá ser menor que três vezes o diâmetro nominal do parafuso,  $d$ ;
- 3- A distância do centro do furo padrão à extremidade da parte conectada não deverá ser inferior a 1 ½ polegadas;

- 4- Para furos ovalados ou alargados, a distância medida entre bordas dos furos ou entre borda e extremidade da parte conectada não deverá ser inferior a  $(e - d_h/2)$ ;
- 5- A distância livre entre bordas de furos adjacentes não deverá ser inferior a  $2d$ , em nenhuma situação.
- 6- A distância entre a borda de um furo e a extremidade da conexão nunca poderá ser inferior a  $d$ .

#### 10.3.1.4 TRAÇÃO EM PARTES CONECTADAS

Como já citado no Capítulo 5, a ruptura da área líquida efetiva se deve principalmente à concentração de tensões causada por:

- Presença de furos;
- Força concentrada localizada transmitida pelos parafusos para os elementos da seção;
- Existência ou não de arruelas sobre a cabeça do parafuso e/ou porca.

Primeiramente, a norma prescreve o espaçamento mínimo entre parafusos, bem como o espaçamento mínimo entre parafusos e as bordas livres da peça. Sendo assim, a distância mínima entre o centro dos parafusos é  $3d$ , bem como a distância mínima entre o centro do parafuso e a borda livre da peça é  $1,5d$ . Portanto, a distância livre entre dois parafusos não deve ser inferior a  $2d$ , e a distância mínima livre entre um parafuso a borda livre da peça é  $d$ , em que  $d$  representa o diâmetro nominal do parafuso.

As chapas de maior espessura, no que se refere a ligações, tem um comportamento similar aos perfis laminados. Desta forma, para estruturas de chapa maior ou igual a  $4,76$  mm ( $3/16$ " ) deverão ser obedecidas as prescrições do AISC. Para espessuras de chapa menores que  $4,76$  mm, a resistência à tração de projeto é dada pelo item 5.2.2.2 e novamente exposta a seguir.

$$T_d = \phi \cdot T_n = \phi \cdot A_n F_t \quad (10.18)$$

Onde:

$T_d$  = Resistência de projeto à tração da seção;

$T_n$  = Resistência característica a tração da seção;

$A_n$  = Área líquida da seção transversal distante dos parafusos;

$F_t$  = Tensão reduzida de resistência à ruptura por tração do aço, que varia de acordo com as situações que serão descritas abaixo, podendo chegar ao máximo no valor de  $F_u$ ;

$\phi$  = Coeficiente de segurança para LRFD que varia de acordo com as situações que serão descritas abaixo.

(1) Para as condições em que chapas apresentam parafusos não dispostos de forma escalonada:

(1.1) Quando são colocadas arruelas sob as cabeças do parafuso e das porcas:

$$P_n = \left(0,1 + 3 \frac{d}{s}\right) F_u A_n \quad (10.19)$$

Onde:

$\phi = 0,65$  para ligações com dois planos de cisalhamento;

$\phi = 0,55$  para ligações com plano cisalhamento simples;

(1.2) Quando não são colocadas arruelas sob as cabeças do parafuso e da porca, ou somente uma arruela é colocada sob a cabeça do parafuso e da porca:

$$P_n = \left(2,5 \frac{d}{s}\right) F_u A_n \quad (10.20)$$

Onde:

$\phi = 0,65$

$s$  = largura da chapa dividida pelo número de parafusos da seção transversal que está sendo analisada.

$d$  = diâmetro nominal do parafuso;

$F_u$  = limite de resistência a tração do aço ;

$F_y$  = limite de escoamento do aço.

(1.3) Quando há vários parafusos paralelos à força atuante:

$$F_t = F_u \quad (10.21)$$

$\phi = 0,65$

As equações (10.19) e (10.20), seguem condições anteriormente impostas pelo AISI/07 como citados no Capítulo 5. No capítulo referente abordou-se um procedimento semelhante, porém que levava em consideração um fator  $r$  já explicado. Como o principal texto base não explicou o motivo das alterações, preferiu-se analisar esse método já que a NBR 14762/2010 faz uma referência a um fator  $C_t$  e que leva em consideração este fator  $r$ . Sendo assim prevalecendo o critério que melhor atenda às escolhas do projetista.

(2) Para as condições em que chapas apresentam parafusos dispostos de forma escalonada:

Utilizam-se as mesmas equações dispostas anteriormente, sendo  $F_t$  definido para a existência ou não de arruelas sob as cabeças dos parafusos e das porcas, como para os casos de parafusos não escalonados (equações (10.19), (10.20) e (10.21)), ou seja:

Onde:

$$\varphi = 0,65$$

$$A_n = 0,9 \left[ A_g - n_b d_h t + \left( \frac{\sum s'^2}{4g} \right) t \right] \quad (10.22)$$

$s'$  = distância longitudinal entre os centros de dois furos consecutivos;

$g$  = distância transversal entre o centro de dois furos consecutivos;

$n_b$  = número de furos da seção transversal analisada;

$d_h$  = diâmetro padrão do furo.

### 10.3.1.5 RESISTÊNCIA À DEFORMAÇÃO DE FUROS DE PARAFUSOS (PRESSÃO DE CONTATO)

Segundo o AISI/07, furos para conectores tipos parafusos devem resistir ao esmagamento, sendo definidos cálculos diferentes quando a deformação ao redor do furo não é uma consideração de projeto e quando é uma consideração de projeto. Sendo assim, tem-se:

a) resistência sem consideração da deformação do furo:

$$T_d = \varphi_t m_f d t F_u \quad (10.23)$$

$T_d$  = resistência de projeto à tração da seção;

$C$  = fator de esmagamento, variável quanto à relação  $d/t$ ;

$m_f$  = fator de deformação segundo o tipo de parafuso;

$d$  = diâmetro nominal do parafuso;

$t$  = espessura da chapa;

$$\varphi_t = 0,60$$

$F_u$  = resistência de ruptura por tração do aço.

Tabela 10-3 – fator de deformação C

<b>Espessura chapa t (mm)</b>	<b>Relação diâmetro do furo e espessura da chapa d/t</b>	<b>C</b>
0,61 ≤ t < 4,76	d/t < 10	3
	10 ≤ d/t < 22	4-0,1(d/t)
	d/t > 22	1,8

Tabela 10-4 – fator modificador, m<sub>f</sub>, para tipos de deformações devido a conexão

<b>Tipo de parafuso</b>	<b>m<sub>f</sub></b>
Parafusos com arruelas na cabeça e nas porcas submetidos a plano cisalhante	1
Parafusos sem arruelas na cabeça e nas porcas submetidos a plano cisalhante	0,75
Parafusos com ou sem arruelas na cabeça e nas porcas submetidos a duplo plano cisalhante	1,33

b) Resistência com consideração da deformação do furo:

$$T_d = \varphi_t(0,183t + 1,53)dtF_u \quad (10.24)$$

Onde  $\varphi_t = 0,65$ .

### 10.3.1.6 TRAÇÃO E CISALHAMENTO EM PARAFUSOS

A resistência de cálculo ao cisalhamento e à tração,  $\varphi P_n$ , é calculada com o auxílio da Tabela 10-5, que nos dá o coeficiente de segurança  $\varphi$ , e nos dá também o valor  $F_n$  ( $F_{nv}$  para o cisalhamento e  $F_{nt}$  para a tração). A resistência nominal,  $P_n$ , é calculada como na equação abaixo:

$$P_n = A_b F_n \quad (10.25)$$

Onde:

$A_b$  = Área bruta da seção transversal do parafuso;

$F_n$  = Tensão nominal, dada na Tabela 10-5.

Isoladamente, as ações de cálculo de tração e ao cisalhamento não deverão exceder ao valor  $\varphi P_n$ .

Tabela 10-5 - Resistência à tração e ao cisalhamento em parafusos

Descrição dos parafusos	Resistência à tração		Resistência ao cisalhamento	
	$\phi$	Tensão nominal $F_{nt}$ (MPa)	$\phi$	Tensão nominal $F_{nv}$ (MPa)
A307-A ( $1/4" \leq d < 1/2"$ )	0,75	279	0,65	165
A307-A ( $d \geq 1/2"$ )		310		186
A325 (1)		621		372
A325 (2)		621		496
A354-BD (1) ( $1/4" \leq d < 1/2"$ )		696		407
A354-BD (2) ( $1/4" \leq d < 1/2"$ )		696		621
A449 (1) ( $1/4" \leq d < 1/2"$ )		558		324
A449 (2) ( $1/4" \leq d < 1/2"$ )		558		496
A490 (1)		776		465
A490 (2)		776		621

Referências à tabela acima:

(1) Parafusos no plano de corte

(2) Parafusos fora do plano de corte.

A resistência “pullover” (arrancamento) da chapa conectada à cabeça do parafuso, porca ou arruela deverá ser considerada sempre que existir tração no parafuso considerado.

### 10.3.1.7 COMBINAÇÃO ENTRE TRAÇÃO E CISALHAMENTO

Quando os parafusos são submetidos apenas à tração ou cisalhamento, recorre-se ao auxílio da (10.25) e dos valores de coeficiente de segurança e tensão resistente de tração ou cisalhamento dados pela Tabela 10-5. Já na situação em que ambas as ações são solicitadas, o valor o valor de  $F_n$  é substituído por  $F'_{nt}$ , o qual é dado por:

$$F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\varphi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad (10.26)$$

Em que  $f_v$  é a tensão de cisalhamento solicitante.

### 10.3.1.8 RUPTURA

Ruptura por força cisalhante:

Em extremidades de vigas, quando uma ou mais mesas estiverem recortadas, e quando há possibilidade de ruptura ao longo de um plano que passa pelos conectores, a força cisalhante não deverá exceder a  $\varphi V_n$ , calculado como a seguir:

$$V_n = 0,6 F_u (d_{wc} - nd_h)t \quad \varphi = 0,75 \quad (10.27)$$

Onde:

$d_{wc}$  = altura da alma recortada

$n$  = número de furos no plano crítico

$d_h$  = Diâmetro do furo

$F_u$  = Resistência à tração

$t$  = Espessura da alma recortada

b) Ruptura por cisalhamento de bloco:

Quando a espessura da parte conectada é superior a 3/16 in. (4,76 mm) a resistência a ruptura por cisalhamento de bloco é dada segundo o ANSI/ AISC-360, enquanto que para valores inferiores a 3/16 in. (4,76 mm) a resistência a ruptura por cisalhamento de bloco é dada por:

$$R_n = \text{mín}(0,6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}; 0,6F_y A_{nv} + F_u A_{nt}) \quad (10.28)$$

Sendo:

$\varphi = 0,65$  (conexão por parafuso);

$\varphi = 0,60$  (conexão por solda);

$A_{gv}$  = área bruta submetida à cisalhamento;

$A_{nv}$  = área líquida submetida à cisalhamento;

$A_{nt}$  = área líquida submetida à tração;

### 10.3.1.9 LIGAÇÕES COM OUTROS MATERIAIS

#### (a) Pressão por Contato:

As transmissões das forças dos materiais de aço para outros materiais deverão se fazer sob condições especiais. A força na área de contato não poderá exceder à resistência de cálculo,  $\varphi_c P_p$ .

Na falta de códigos que regulamentam o valor  $P_p$ , para outros materiais, a resistência de contato por apoio sobre o concreto pode ser calculada com os seguintes valores:

Na área bruta de um suporte de concreto

$$P_p = 0,85 \cdot f_{ck} A_1 \quad (10.29)$$

Em área menor que a área bruta de um suporte de concreto

$$P_p = 0,85 \cdot f_{ck} A_1 \sqrt{A_2/A_1} \quad (10.30)$$

Onde:

$$\varphi_c = 0,60$$

$f_{ck}$  = Resistência à compressão especificada para o concreto

$A_1$  = Área de contato

$A_2$  = Área total da seção transversal do suporte de concreto

Nas grandezas acima, o valor  $(A_2/A_1)^{1/2}$  não poderá exceder 2.

#### (b) Tração

Neste caso, todas as forças de arrancamento “pullover” transmitidas à cabeça do parafuso, deverão ser levadas em consideração. A resistência à tração no engastamento tanto do aço como do material adjacente, deverá ser superior às forças de arrancamento “pullover”, sendo que a resistência do material adjacente deverá ser determinada pelas especificações existentes para o produto.

#### (c) Cisalhamento

Deverão ser criadas condições de engastamento especiais; a execução do engastamento deverá ser bastante rigorosa. A força de cisalhamento nos conectores e no outro material não deverão exceder àquela de cálculo.

### 10.3.2 EXEMPLO 16

Determinar a resistência de projeto segundo o método do LRFD para as chapas tracionadas abaixo, conectadas por parafusos.

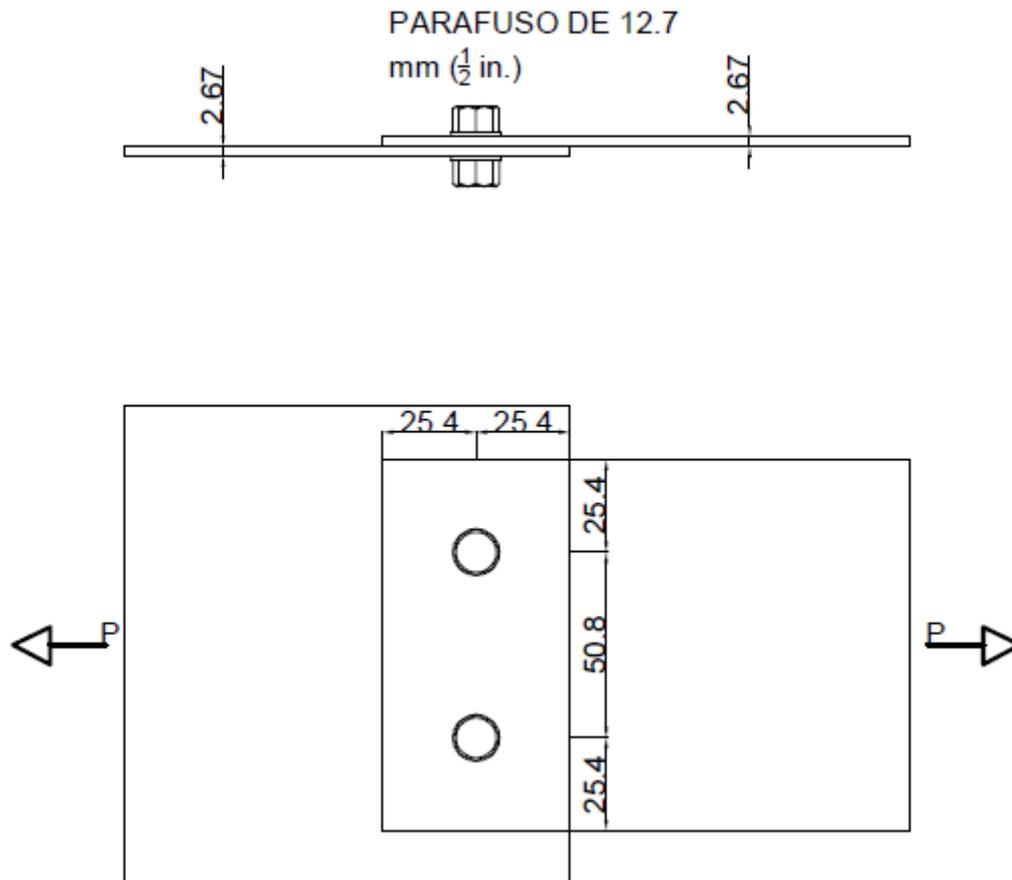


Figura 10-13 - Chapas conectadas por parafusos

Dados iniciais:

$$F_y = 230 \text{ MPa}, F_u = 310 \text{ MPa};$$

Parafusos ASTM A307 com arruelas na cabeça do parafuso e porca;

A consideração da deformação do furo em que se encontra o conector não necessita de avaliações consideráveis.

Solução:

Espessura da chapa (possibilidade de análise segundo o item 10.3):

$$t = 2,67 \text{ mm} < 4,76 \text{ mm OK}$$

a) análise do espaçamento entre o furo e a borda e furos adjacentes:

$$P_n = teF_u = \left(\frac{2,67}{1000}\right) \left(\frac{2,4}{1000}\right) (310) = 21,02 \text{ kN}$$

$$\text{Sendo } \frac{F_u}{F_y} = \frac{310}{230} = 1,35 > 1,08, \text{ tem-se:}$$

$$\varphi = 0,7$$

a.1) LRFD:

$$\phi P_n = (0,7)(21,02) = 14,71 \text{ kN}$$

Distância de eixo-a-eixo de furos adjacentes ( $\geq 3d$ ):

$$3d = 3(12,7) = 38,1 < 50,8 \text{ mm OK}$$

Distância entre centro do furo e borda da chapa ( $\geq 1,5d$ ):

$$1,5d = 1,5(12,7) = 19,05 < 25,4 \text{ mm OK}$$

Distância entre bordas de furos adjacentes ( $\geq 2d$ ):

$$2d = 2(12,7) = 25,4 < (50,8 - 12,7) = 38,1 \text{ mm OK}$$

Distância entre bordas de furos e a borda da chapa:

$$d = 12,7 < (25,4 - 6,45) = 19,05 \text{ OK}$$

b) resistência da chapa submetida a tração em uma região distante da ligação:

b.1) resistência ao escoamento da seção bruta da chapa:

$$A_g = \left(\frac{2,67}{10}\right) \left(\frac{101,6}{10}\right) = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$T_n = A_g F_y = \left(\frac{2,71}{10^4}\right) (230)(10^3) = 62,3 \text{ kN}$$

LRFD:

$$\phi_t = 0,9$$

$$\phi_t T_n = (0,9)(62,3) = 56,07 \text{ kN}$$

b.2) resistência à ruptura da seção líquida da chapa:

$$A_n = A_g = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$T_n = A_n F_u = \left(\frac{2,71}{10^4}\right) (310)(10^3) = 84,01 \text{ kN}$$

LRFD:

$$\phi_t = 0,75$$

$$\phi_t T_n = (0,75)(84,01) = 63,00 \text{ kN}$$

c) Resistência da chapa submetida à tração na região próxima ao furo:

c.1) Ruptura da seção líquida:

Sendo  $d_h$  retirada da Tabela 10-2 –Tamanho m

$$A_n = 0,9 \left( A_g - n_b d_h t + \left( \frac{\sum s'^2}{4g} \right) t \right)$$

$$= 0,9(2,71 - (2)(12,7 + 1,59)(2,67)(10^{-2}) + 0) = 1,75 \text{ cm}^2$$

Como as chapas apresentam-se conectadas por parafusos com arruelas na cabeça e na porca, bem como conformados perpendicularmente ao eixo de aplicação da carga, tem-se:

$$F_t = \left(0,1 + \frac{3d}{s}\right) F_u \leq F_u$$

$$d = 12,7 \text{ mm}$$

$$s = 50,8 \text{ mm}$$

$$F_t = \left(0,1 + \frac{3(12,7)}{(50,8)}\right) (310) \leq 263,5 \text{ MPa}$$

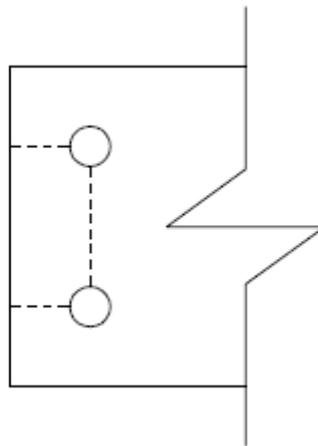
$$P_n = A_n F_t = (1,75)(10^{-4})(263,5)(10^3) = 46,11 \text{ kN}$$

LRFD

$$\varphi = 0,55$$

$$\varphi P_n = (0,55)(46,11) = 25,36 \text{ kN}$$

b.2) análise da ruptura de bloco



Parâmetros necessários para a análise:

Área bruta submetida à cisalhamento

$$A_{gv} = 2(25,4)(2,67)(10^{-2}) = 1,36 \text{ cm}^2$$

Área bruta submetida à tração:

$$A_{gt} = (50,8)(2,67)(10^{-2}) = 1,36 \text{ cm}^2$$

Área líquida submetida à cisalhamento:

$$A_{nv} = 1,36 - (2,67)(2) \left(\frac{1}{2}\right) (12,67 + 1,59)(10^{-2}) = 0,98 \text{ cm}^2$$

Área líquida submetida à tração:

$$A_{nt} = 1,36 - (2,67)(2) \left(\frac{1}{2}\right) (12,67 + 1,59)(10^{-2}) = 0,98 \text{ cm}^2$$

$P_n$  será o menor dos valores dados pelas seguintes equações:

$$P_n = 0,6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}$$

$$= 0,6(230)(10^3)(1,36)(10^{-4}) + (310)(10^3)(0,98)(10^{-4}) = 49,15 \text{ kN}$$

$$P_n = 0,6F_y A_{nv} + F_u A_{nt}$$

$$= 0,6(310)(10^3)(0,98)(10^{-4}) + (310)(10^3)(0,98)(10^{-4}) = 48,61 \text{ kN}$$

Dessa forma a segunda equação controla a resistência do elemento

LRFD:

$$\phi P_n = (0,65)(48,61) = 31,59 \text{ kN}$$

d) resistência à deformação do perfil na região da ligação:

Como essa análise não necessita de maiores cuidados, tem-se:

Sendo a conexão composta por um único plano cisalhante, bem como a presença de arruelas, segundo a Tabela 10-4 – fator modificador,  $m_f$ , para tipos de deformações devido a conexão:

$$m_f = 1$$

$$\frac{d}{t} = \frac{12,7}{2,64} = 4,81$$

Como  $d/t < 10$ :

$$C = 3$$

$$P_n = m_f C d t F_u = (1)(3)(12,7)(2,64)(10^{-6})(310)(10^3) = 31,18 \text{ kN}$$

LRFD

$$\phi P_n = (0,60)(2)(31,18) = 37,42 \text{ kN}$$

e) análise da resistência do conector

$$P_n = A_b F_n$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} (12,7)^2 (10^{-2}) = 1,27 \text{ cm}^2$$

De acordo com Tabela 10-5 - Resistência à tração e ao cisalhamento em parafusos:

$$F_n = 186 \text{ MPa}$$

$$P_n = (1,27)(10^{-4})(186)(10^3) = 23,44 \text{ kN}$$

LRFD

$$\phi P_n = (0,65)(2)(23,44) = 30,47 \text{ kN}$$

Diante dos resultados percebe-se que o elemento irá ruir pela ruptura da seção líquida na região próxima ao conector, sendo assim  $P_u = 25,36 \text{ kN}$

## 11 O USO DE COMPUTADORES EM PROJETOS

O advento do computador pessoal, principalmente após a segunda metade da década de 1980, tornou a informática uma atividade cada vez mais comum na engenharia civil e, em particular, na engenharia estrutural. Foi a partir do acesso aos computadores pessoais que as normas de dimensionamento de estruturas de aço puderam se tornar cada vez mais sofisticadas.

CrITÉrios de projeto e dimensionamento que, no passado, seriam inviáveis de serem seguidos por processos manuais, no dia-a-dia dos escritórios de engenharia, passaram a ser possíveis com a vinda dos computadores pessoais. Assim, o grande desenvolvimento da área de hardware possibilitou o aprimoramento dos critérios de projeto, dimensionamento e verificação das estruturas de aço, especialmente no grupo dos perfis leves formados a frio, conduzindo a projetos de estruturas mais seguros e econômicos.

Neste sentido, o acesso ao computador pessoal permitiu que critérios mais sofisticados pudessem ser incorporados nos códigos de projeto nos Estados Unidos e na Europa. Assim, o AISI-American Iron and Steel Institute a partir de 1986, utilizando-se de pesquisas acumuladas por quase uma década, fez uma substancial mudança na filosofia de projetos de sua norma. A partir daí são publicadas edições em períodos de aproximadamente 4 anos, apresentando muitas vezes grandes alterações nos métodos de avaliação.

Especialmente no caso de estruturas fabricadas em chapa de aço dobradas a frio, a verificação dos perfis é uma tarefa trabalhosa. Como se pôde observar neste texto, muitos são os estados limites que devem necessariamente ser verificados. Além disso, na verificação desses estados limites, procedimentos trabalhosos são utilizadas, envolvendo frequentemente equações com soluções não fechadas e processos iterativos.

Como exemplos de facilidades advindas do emprego de softwares pode-se citar.

- 1- Cálculo automático das propriedades geométricas, eliminando-se exaustivos trabalhos manuais.
- 2- Busca de solução de mínimo peso e mínimo custo. Para isto, vários perfis com várias dimensões diferentes deve ser verificados para todos os estados limites. Assim, inúmeras soluções são obtidas e a de menor custo, que se relaciona a mínimo peso e facilidade de execução, pode ser então escolhido, tornando indispensável o uso de computadores.
- 3- Estruturas complexas, com condições de carregamento e apoios totalmente irregulares ou assimétricos podem perfeitamente ser solucionadas.

O desenvolvimento de softwares para o dimensionamento de perfis de aço de chapa dobrada a frio tem sido um campo de estudo no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília. Esses softwares são utilizados, tanto para fins educacionais, quanto para fins comerciais em escritórios de projetos em várias regiões do país.

Os sistemas computacionais desenvolvidos foram o PECAD/80 - Projeto de estruturas em Chapa de Aço Dobrada a Frio (baseado no AISI/80), o PECAD/86 - Projeto de estruturas em Chapa de Aço Dobrada a Frio (baseado no AISI/86), o CAN/84 (baseado na norma canadense de 1984) e por último o PECAD/91 - Projeto de estruturas em Chapa de Aço Dobrada a Frio (baseado no método dos estados limites (AISI/91)). Após anos, retornou-se com o projeto do PECAD/07 baseado o AISI/07, apresentando novas ideias, principalmente na adoção de uma linguagem computacional simples e popularmente divulgada que é o C#.

*Tabela 11-1 - histórico do PECAD*

<i>Norma Baseada</i>	<i>Método de Cálculo</i>	<i>Sistema Operacional</i>	<i>Linguagem de Programação</i>
AISI 1980	ASD	MSDOD	BASICA
AISI 1986	ASD→LRFD	MSDOS	BASIC
S-133 1984	LSD	MSDOS	Pascal
AISI 1991	LRFD	MSDOS Windows	Turbo BASIC

A escolha do uso da linguagem C# para o desenvolvimento do PECAD 2007 está relacionada à estudos prévios de praticidade que ela representa, de forma a possibilitar melhoramentos e atualizações futuras. O primeiro ponto é o fato do C# possuir uma grande quantidade de materiais e cursos disponíveis online, tanto de usuários, como da própria empresa criadora, a Microsoft. Segundo, por ter se baseado nas linguagens de programação mais conhecidas no mundo (Java, Pascal C, C++, Smalltalk, Delphi e VB) a migração de alunos que já possuam familiaridade com programação se torna bastante fácil.

Para somar aos dois motivos anteriormente explicados, tem-se a possibilidade do programa ser lido em diferentes tipos de sistema operacional, como OSX, Android, IOS, entre outras. Além disso, a compilação instantânea, a qual possibilita identificar erros de programação, antes mesmo de rodar o programa, mostrou-se uma ferramenta bastante importante para o desenvolvimento do PECAD 2007.

## 12 CONCLUSÃO

### 12.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As disposições apresentadas neste livro nos demonstram claramente a necessidade de diferenciar conceitos apresentados para perfis laminados e soldados dos perfis de chapa dobrada, em que se destaca o conceito de resistência pós-flambagem, o qual não deve ser negligenciado visto os capítulos que sucedem o Capítulo 4, os quais demonstram clara dependência desse conceito. Além disso, o uso da computação demonstrou-se bastante importante para os estudos e dimensionamento de perfis de chapa dobrada. O ganho de rendimento, a possibilidade de análises físicas mais precisas, bem como conceituação de custos que não se resumem ao preço dos materiais a serem utilizados, são alguns dos ganhos tratados no Capítulo 11.

A abordagem sobre flambagem distorcional (Capítulos 6 e 7) foi analisada separadamente pela primeira vez no AISI/07, juntamente com um método de cálculo mais simples e preciso na abordagem de corrugação, são alguns pontos importantes a serem destacados. Além disso as alterações no cálculo dos perfis submetidos a cargas axiais, adotadas pelo AISI/96, e tratado no Capítulo 7, apresentou-se mais precisa do que a abordada no AISI/91, permitindo assim o uso de fatores de resistência maiores.

### 12.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS POSTERIORES

Nesta seção são apresentadas algumas sugestões para trabalhos posteriores que abordam aspectos não contemplados neste trabalho.

- a) Atualizar esse texto para a norma vigente, que atualmente é a versão AISI/16;
- b) Adicionar explicações mais conceituais referentes aos diferentes tipos de flambagem de perfis submetidos à flexão, destacando a diferença entre flambagem local e flambagem distorcional;
- c) Acrescentar ainda mais exemplos, de forma a possibilitar maior familiaridade com conceitos e métodos de cálculo
- d) Uma rotina de cálculo de perfis de forma qualquer pode ser inserida com relativa facilidade, devido à existência de algumas já prontas;
- e) Introduzir conceitos de perfis com furos, tanto no texto quanto no PECAD, contendo os métodos de cálculo contemplados com exemplos

## **BIBLIOGRAFIA**

- ABNT, NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento, 2003.
- ABNT, NBR 8800 – Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios, 2008.
- ABNT, NBR 14762 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio – Procedimento, 2010.
- AISI, North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 2007.
- AISI, Commentary on North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 2007.
- BANDEIRA, Adriana Almeida de Castro. Análise do Uso de Estruturas de Aço em edificações Habitacionais de Interesse Social. Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da UFMG, 2008.
- Cardoso, F. F. et al, Projeto e Construção de Edifícios de Aço: O Material Aço, EPUSP-FDTE-COSIPA, São Paulo, 1989a.
- Cardoso, F. F. et al, Projeto e Construção de Edifícios de Aço: O Uso do Aço na Construção, EPUSP-FDTE-COSIPA, São Paulo, 1989c.
- CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. Estruturas de Concreto Armado: Fundamentos de Projeto, Dimensionamento e verificação. 3 ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília: Finatec, 2008.
- DE CAMPOS, Patrícia Farrielo. Light Steel Framing, Uso de Construções Empregando a Modelagem Virtual como Processo de Projeto e Planejamento. São Paulo: Dissertação de Mestrado. USP-FAU, 2014.
- Cheng, J. J., Projeto de Estruturas de Perfis de Chapa Dobrada - 3º Colóquio de Estruturas de Aço na PUC/RJ, Julho, 1988
- De Paula, J.H.M., Projeto e Construção de Edifícios de Aço, Publicação Interna, UnB-FT-ENC, 1992.
- De Paula, J.H.M., Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio, Publicação Interna, UnB-FT-ENC, 1994.
- De Paula, J.H.M., Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio, Publicação Interna, UnB-FT-ENC, 1995.

HANCOCK, Gregory J. MURRAY, Thomas M. ELLIFRITT, Duane S. Cold-Formed Steel Structures to the AISI Specification. Nova York: Marcel Dekker, Inc, 2001.

HILLER, Guilherme Rieger. Estudo Comparativo de Diferentes Modalidades do Método da Resistência Direta no Estudo de Perfis Formados a Frio. Porto Alegre: Dissertação de Conclusão de Curso. UFRGS, 2009.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático. 8 ed. Rio de Janeiro: editora LTC, 2009.

SILVA, Edson Lubas; PIERIN, Igor; E SILVA, Valdir Pignatta. Estruturas Compostas por Perfis Formados a Frio – Dimensionamento pelo Método das Larguras Efetivas e Aplicação Conforme ABNT 14762:2010 e ABNT NBR 6355:2012. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/ CBCA, 2014

Yu, W.W., Cold Formed Steel Design. 3 ed. Nova York: John Wiley e Sons, 2000.

Yu, W.W., Cold Formed Steel Design. 4 ed. Nova York: John Wiley e Sons, 2010.

VINNAKOTA, Sriramulu. Steel Structures: Behavior and LRFD. 1 ed. Nova York: McGraw-Hill Companies, 2006.