



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

GABRIEL FERREIRA GUIMARÃES

ESTUDO QUALITATIVO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO
COM FOCO NO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

FORTALEZA

2018

GABRIEL FERREIRA GUIMARÃES

ESTUDO QUALITATIVO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO COM
FOCO NO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque.

FORTALEZA

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- G978e Guimarães, Gabriel Ferreira.
 Estudo qualitativo do comportamento de estruturas de aço com foco no método dos estados limites /
 Gabriel Ferreira Guimarães. – 2018.
 160 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia,
 Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2018.
 Orientação: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque.
1. Estados limites. 2. Estruturas de aço. 3. Análise qualitativa. I. Título.

CDD 620

GABRIEL FERREIRA GUIMARÃES

ESTUDO QUALITATIVO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO COM
FOCO NO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Aprovada em: ___/___/____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. D. Sc. Augusto Teixeira de Albuquerque (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. D. Sc. Rodrigo Amaral de Codes
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. D. Sc. Marisete Dantas de Aquino
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Aos meus pais e irmão, que me deram suporte durante o caminho que me levou a ser o que sou hoje e aos quais devo cada pequena conquista alcançada.

AGRADECIMENTOS

Aos meus familiares Leonardo Ferreira, Napoleão Ferreira e Clotilde Maria, que me deram todo o suporte possível em minha educação e me ensinaram lições valiosas não só sobre arquitetura e engenharia, mas principalmente na importância do estudo e do conhecimento.

À minha namorada, Fabrícia Maia, que me deu suporte durante toda minha trajetória acadêmica, e que me ajudou a crescer como pessoa.

A todos os meus colegas da RCM Engenharia de Estruturas, que me ensinaram tanto sobre a vida profissional nesses últimos anos. Em especial ao Eng^o Raimundo Calixto, que é minha maior referência profissional, e às engenheiras Ingrid Vieira e Polliany Braga, que me acompanharam e orientaram de perto e me ajudaram a crescer profissionalmente. Mas sem desmerecer os colegas com quem tanto aprendi: Ingrid Andrade, Katarina Santos, Priscila Karine, Régis Barroso e Camila Lima (que, como eu, apesar de estagiária, também é gente).

Ao meu grande amigo José Aragão, com quem tive discussões valiosas sobre os mais variados assuntos, principalmente sobre a vida universitária. E a todas as amizades que tive durante minha trajetória acadêmica, dos quais destaco Ewerton Gomes e Felipe Oscar, que tanto contribuíram com meu progresso durante esses anos de graduação.

Aos meus amigos de infância Lucas Mateus, Mário César, Mateus Freitas, Rafael Ribeiro, Ramon Coelho, Samuel Freitas e Sérgio Luis, com os quais tive ótimas discussões sobre diversos assuntos durante todos os anos de amizade.

Ao professor Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque, que me orientou durante este trabalho, me ajudando com sua experiência e com um novo ponto de vista sobre o assunto.

À professora da cadeira de Projeto de Graduação, Dr^a Marisete Dantas, que ajudou na realização deste trabalho dentro dos parâmetros corretos.

Aos professores participantes da banca examinadora, por disponibilizarem seu tempo e experiência ao colaborar com meu trabalho.

A todos os professores que participaram da minha formação como engenheiro. Em especial ao professor Dr. Rodrigo Amaral de Codes, o qual sempre foi solícito às minhas dúvidas relacionadas a estruturas em aço, tema ao qual meu trabalho de graduação faz parte.

“Não procure seguir os passos dos sábios.

Procure o que eles procuraram.”

(Matsuo Bashô)

RESUMO

O presente trabalho traz um levantamento qualitativo dos principais estados limites aos quais as estruturas em aço estão submetidas. Inicialmente é feita uma revisão bibliográfica sobre os principais métodos de dimensionamento utilizados ao longo dos anos e sobre a classificação dos elementos estruturais que será utilizada no trabalho. Os estados limites são estudados individualmente, com tópicos específicos para cada um, explicando o comportamento do elemento estrutural quanto a tal estado limite e, quando necessário ao entendimento, citando a visão das normas vigentes sobre o assunto. Os primeiros tópicos tratam dos estados limites que devem ser considerados de maneira geral, independentemente do tipo de estrutura. Os próximos tópicos tratam dos estados limites que ocorrem em barras, submetidas a variados tipos de esforços. Em seguida, são estudados elementos bidimensionais (placas e chapas). Por fim, são estudados os estados limites que ocorrem em elementos de ligação parafusados e soldados. De maneira geral, os modos de falha estudados são aqueles comumente referenciados em livros didáticos sobre dimensionamento de estruturas de aço. Os tópicos estudados são, então, agrupados em um diagrama, que resume as condições que levam a cada um dos estados limites últimos e de serviço que comumente ocorrem em estruturas de aço.

Palavras-chave: Estados limites. Estruturas de aço. Análise qualitativa.

ABSTRACT

The present work has an qualitative survey of the main limit states that steel structures are subject. First it's done an study about the most important project philosophies along the years and about the structural element classification that is used in this work. The limit states are individually studied, with specific topics for each one of them, explaining the behavior of the structural element in consideration of such limit state and, when necessary to the comprehension, quoting the current standards about the theme. The first topics talk about the limit states that needs to be considered in a general way, independent of the type of the structure. The next topics talk about the limit states that occurs in linear elements, subjected to different stresses. Next, bidimensional elements are studied. Finally, the limit states that occurs in elements of bolted and welded connections are studied. In a general way, the failure modes studied are the ones that are commonly included in the textbooks of design of steel structures. The topics studied are then grouped into a diagram, which summarizes the conditions that lead to each of the ultimate and service limit states that commonly occur in steel structures.

Keywords: Load and resistance factor design. Steel structures. Qualitative study.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elemento comprimido antes (esq.) e após flambagem (dir.)	22
Figura 2 – Força aplicada versus tensão atuante em elemento comprimido	23
Figura 3 – Distribuição de probabilidade da variável M (margem de segurança)	27
Figura 4 – Ligação parafusada por contato	31
Figura 5 – Ligação parafusada por atrito	32
Figura 6 – Ligação parafusada à tração	32
Figura 7 – Ligações parafusadas com tração e cisalhamento simultâneos	33
Figura 8 – Barra com seção delgada	34
Figura 9 – Trinca em fachada de vidro	40
Figura 10 – Trinca em alvenaria sobre vigas	41
Figura 11 – Trinca em alvenaria sobre viga metálica em grande vão	41
Figura 12 – Variações dimensionais por dilatação térmica diferencial	44
Figura 13 – Empoçamento potencial para três inclinações de cobertura diferentes	45
Figura 14 – Diagrama de Wöhler	46
Figura 15 – Empoçamento – ineficiência de drenagem em cobertura	47
Figura 16 – Empoçamento potencial para três inclinações de cobertura diferentes	48
Figura 17 – Curva típica de fluência	49
Figura 18 – Fatores de redução para o módulo de elasticidade e para o limite de escoamento de acordo com a temperatura	50
Figura 19 – Estrutura em aço após ensaio com incêndio	51
Figura 20 – Seção bruta e líquida	52
Figura 21 – Barra em escoamento seguido de ruptura durante ensaio de tração	53
Figura 22 – Exemplos de furação em barras e possíveis áreas líquidas críticas	54
Figura 23 – Fluxo de tensão em uma barra com apoio não uniforme	55
Figura 24 – Falha por ruptura da seção líquida efetiva em barra tracionada	56
Figura 25 – Colapso por cisalhamento de bloco	56
Figura 26 – Elemento tracionado após ruptura em bloco	58
Figura 27 – Modos de falha em compressão para várias relações L/D	59
Figura 28 – Diagrama carga/deslocamento para barras comprimidas	60
Figura 29 – Modos de flambagem	61
Figura 30 – Relação esbeltez versus tensão resistente de uma barra comprimida	62
Figura 31 – Diagrama carga/deslocamento para barras comprimidas	63
Figura 32 – Diagrama tensão/deslocamento para barras comprimidas: dimensionamento elástico versus plástico (modelo com $\lambda = 200$)	64
Figura 33 – Influência das considerações no gráfico de flambagem tensão/deslocamento de uma barra comprimida	65
Figura 34 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – caso 1: bi-rotulada e comprimento de 450 mm	67
Figura 35 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – caso 2: bi-rotulada e comprimento de 870 mm	67
Figura 36 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – caso 3: bi-rotulada e comprimento de 1500 mm	68
Figura 37 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – caso 4: com liberdade apenas no deslocamento vertical e comprimento de 1500 mm	69

Figura 38 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – comparação entre os resultados dos casos 1, 2 e 3.....	70
Figura 39 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – comparação entre os resultados dos casos 3 e 4.....	71
Figura 40 – Barra de seção cruciforme em flambagem por torção	72
Figura 41 – Flambagem por flexotorção com perfil Z	73
Figura 42 – Flambagem por flexotorção com perfil U enrijecido.....	73
Figura 43 – Flambagem local – efeito pós-crítico (AA)	76
Figura 44 – Flambagem local – efeito pós-crítico (AL).....	77
Figura 45 – Flambagem local – barra curta.....	77
Figura 46 – Flambagem local em perfis com seção tubular retangular em ensaio.....	78
Figura 47 – Flambagem local em perfil com seção tubular retangular	79
Figura 48 – Flambagem local em perfil com seção U simples.....	79
Figura 49 – Flambagem local em perfil com seção U enrijecida	80
Figura 50 – Flambagem local em perfil com seção Z enrijecida.....	80
Figura 51 – Modos de flambagem local em barras comprimidas com seções usuais	81
Figura 52 – Flambagem distorcional em perfil U enrijecido.....	81
Figura 53 – Flambagem local e distorcional em perfil U enrijecido sob compressão.....	82
Figura 54 – Exemplo de seções comprimidas após flambagem distorcional	82
Figura 55 – Evolução do colapso por plastificação da seção	84
Figura 56 – Colapso plástico em tubo retangular fletido.....	84
Figura 57 – Relação momento x curvatura em uma barra fletida	85
Figura 58 – FLT em viga em balanço.....	86
Figura 59 – FLT em viga em balanço: caso real	86
Figura 60 – Flambagem lateral de viga biapoiada.....	87
Figura 61 – Evolução Flambagem lateral com torção em viga de alumínio: vista transversal	88
Figura 62 – Evolução Flambagem lateral com torção em viga de alumínio: vistas lateral e superior	89
Figura 63 – Ensaio de FLT em viga de aço	90
Figura 64 – Ensaio de FLT em viga de aço: empenamento da seção.....	90
Figura 65 – Ensaio de FLT em viga de aço: deslocamentos	91
Figura 66 – Classificação das seções pela esbeltez dos elementos	92
Figura 67 – Modos de flambagem local em barras fletidas com seções usuais	93
Figura 68 – Flambagem local da mesa (FLM) em um perfil I	93
Figura 69 – Flambagem local da alma (FLA) em um perfil I	94
Figura 70 – Flambagem local da alma (FLA) em um perfil I ensaiado	94
Figura 71 – Flambagem local da alma (FLA) em um perfil I ensaiado: vista lateral.....	95
Figura 72 – Flambagem local da mesa (FLM) em um perfil I ensaiado	95
Figura 73 – Flambagem local na parede do tubo após ensaio de flexão	96
Figura 74 – Flambagem local e distorcional em perfil U enrijecido sob flexão	96
Figura 75 – Flambagem local e distorcional em perfil Z enrijecido sob flexão.....	97
Figura 76 – Exemplos de flambagem distorcional em barras fletidas.....	97
Figura 77 – Barras fletidas com seção Z e U enrijecidas em flambagem distorcional.....	98
Figura 78 – Distribuições das tensões cisalhantes em um perfil I.....	99
Figura 79 – Área efetiva de cisalhamento	100
Figura 80 – Flambagem local da alma e distribuição de tensões de cisalhamento	101
Figura 81 – Relação esbeltez versus C_v em barras sob cisalhamento	102

Figura 82 – Relação esbeltez versus tensão resistente a cisalhamento em barras sob cisalhamento	103
Figura 83 – Ensaio com flambagem local da alma por cisalhamento: vista lateral.....	103
Figura 84 – Ensaio com flambagem local da alma por cisalhamento: vista ampliada.....	104
Figura 85 – Relação carga versus flecha em barra cisalhada ensaiada	104
Figura 86 – Centro de torção em perfis usuais em estruturas de aço	106
Figura 87 – Empenamento em barra de seção I.....	107
Figura 88 – Torção pura: tensões internas (fluxo de cisalhamento).....	109
Figura 89 – Torção de empenamento: tensões internas.....	110
Figura 90 – Relação esbeltez versus tensão crítica em barra de seção tubular circular	112
Figura 91 – Relação esbeltez versus tensão crítica em barra de seção tubular retangular	113
Figura 92 – Relação esbeltez versus torção de cálculo	113
Figura 93 – Torção em tubo circular	114
Figura 94 – Chapa tracionada.....	115
Figura 95 – Diferença entre esmagamento da parede do furo e rasgamento furo-borda.....	116
Figura 96 – Esmagamento da parede do furo em chapa tracionada	117
Figura 97 – Rasgamento furo-borda: esquema.....	118
Figura 98 – Rasgamento furo-borda em chapa tracionada com 2 furos	119
Figura 99 – Rasgamento furo-borda em chapa tracionada com 1 furo	120
Figura 100 – Ruptura da seção líquida efetiva em chapa tracionada	121
Figura 101 – Evolução de falha por ruptura da seção líquida efetiva em barra	122
Figura 102 – Elemento antes e após ruptura em bloco.....	123
Figura 103 – Ruptura em bloco em chapa soldada.....	124
Figura 104 – Ligação parafusada após ruptura em bloco.....	124
Figura 105 – Chapa comprimida	125
Figura 106 – Chapa fletida	125
Figura 107 – Chapa cisalhada.....	125
Figura 108 – Chapa compacta cisalhada ($t=12\text{mm}$)	126
Figura 109 – Chapa comprimida: resistência e efeito pós-crítico	127
Figura 110 – Chapa comprimida: modos de flambagem.....	128
Figura 111 – Valores do coeficiente de flambagem de chapa k em chapas fletidas	129
Figura 112 – Valores do coeficiente de flambagem de chapa k em chapas cisalhadas.....	129
Figura 113 – Chapa esbelta cisalhada ($t=1,25\text{mm}$)	130
Figura 114 – Chapa esbelta cisalhada ($t=2\text{mm}$)	130
Figura 115 – Chapa esbelta cisalhada ($t=5\text{mm}$)	131
Figura 116 – Chapa esbelta cisalhada ($t=8\text{mm}$)	131
Figura 117 – Chapa esbelta cisalhada ($t=10\text{mm}$)	132
Figura 118 – Ensaio e modelo em elementos finitos de enrijecedor com flambagem	132
Figura 119 – Placas fletidas e torcidas	133
Figura 120 – Exemplo de análise de placa fletida	134
Figura 121 – Exemplo de análise de placa torcida	134
Figura 122 – Exemplo prático de análise de placa fletida.....	135
Figura 123 – Planos de corte em parafusos	136
Figura 124 – Ruptura do parafuso por cisalhamento.....	137
Figura 125 – Efeito de alavanca: chapas finas versus chapas espessas.....	138
Figura 126 – Exemplo de ligação tracionada com efeito de alavanca.....	138
Figura 127 – Análise de modelo de ligação parafusada por atrito	141

Figura 128 – Análise de modelo de ligação parafusada por contato	142
Figura 129 – Espessura efetiva de solda.....	144
Figura 130 – Distribuição de tensões em soldas longitudinais.....	145
Figura 131 – Área efetiva de solda em soldas de penetração e filete	145
Figura 132 – Resistência de solda de filete em relação à direção da solda	146
Figura 133 – Situações em que o metal base controla a resistência da ligação.....	147
Figura 134 – Exemplos de área do metal base em soldas de filete	148
Figura 135 – Ruptura do metal base	148
Figura 136 – Ruptura de ligação soldada pelo metal base	149

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Divisão dos elementos para atribuição dos estados limites	36
Tabela 2 – Simbologia para elaboração do diagrama.....	37
Tabela 3 – Deslocamentos máximos	39
Tabela 4 – limites usuais para aceleração dinâmica devida ao vento.....	42
Tabela 5 – Exemplos de fixações e seus respectivos coeficientes de flambagem.....	66
Tabela 6 – Flambagem local – valores típicos do coeficiente k.....	75
Tabela 7 – Significância das torções de St Venant (pura) e de empenamento	111
Tabela 8 – Resistência a ser considerada em soldas.....	143

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
1.1 Justificativa	19
1.2 Objetivos.....	20
<i>1.2.1 Objetivo geral.....</i>	<i>20</i>
<i>1.2.2 Objetivos específicos</i>	<i>20</i>
1.3 Estrutura do Projeto de Graduação	20
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1 Métodos de dimensionamento	21
<i>2.1.1 Método do coeficiente de segurança interno</i>	<i>21</i>
<i>2.1.2 Método do coeficiente de segurança externo.....</i>	<i>22</i>
<i>2.1.3 Método das tensões admissíveis</i>	<i>23</i>
<i>2.1.3.1 Críticas ao método</i>	<i>24</i>
<i>2.1.4 Métodos probabilísticos</i>	<i>25</i>
<i>2.1.5 Método dos estados limites</i>	<i>25</i>
2.2 Classificação dos elementos estruturais.....	29
<i>2.2.1 Elementos lineares.....</i>	<i>29</i>
<i>2.2.2 Elementos bidimensionais.....</i>	<i>29</i>
<i>2.2.3 Elementos tridimensionais</i>	<i>30</i>
<i>2.2.4 Elementos de ligação.....</i>	<i>30</i>
<i>2.2.4.1 Tipos de ligações parafusadas</i>	<i>31</i>
<i>2.2.5 Relação da classificação dos elementos com os estados limites</i>	<i>33</i>
2.3 NBR 8800 (2008), NBR 14762 (2010) e NBR 8681 (2003)	34
3 METODOLOGIA.....	36
3.1 Estados limites	36
3.2 Elaboração do diagrama	37
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	38
4.1 Considerações gerais	38
<i>4.1.1 Estados limites de serviço.....</i>	<i>38</i>
<i>4.1.1.1 Deslocamentos excessivos</i>	<i>38</i>
<i>4.1.1.2 Vibrações excessivas</i>	<i>41</i>
<i>4.1.1.3 Variações dimensionais.....</i>	<i>43</i>

4.1.1.4 Empoçamento de água	44
4.1.2 Estados limites últimos	45
4.1.2.1 Fadiga.....	45
4.1.2.2 Empoçamento progressivo	47
4.1.2.3 Ruptura frágil	48
4.1.2.4 Fluência.....	49
4.1.2.5 Elevadas temperaturas	50
4.2 Barras tracionadas	51
4.2.1 ELU para barras tracionadas.....	51
4.2.1.1 Escoamento da seção bruta.....	51
4.2.1.2 Ruptura da seção líquida efetiva.....	53
4.2.1.3 Ruptura em bloco	56
4.2.2 ELS para barras tracionadas	58
4.2.2.1 Vibrações excessivas	58
4.3 Barras comprimidas	59
4.3.1 ELU para barras comprimidas.....	59
4.3.1.1 Plastificação da seção.....	59
4.3.1.2 Considerações iniciais sobre flambagem global em barras comprimidas	60
4.3.1.3 Flambagem por flexão.....	62
4.3.1.4 Flambagem por torção	71
4.3.1.5 Flambagem por flexotorção	72
4.3.1.6 Flambagem local.....	74
4.3.1.7 Flambagem distorcional.....	81
4.3.2 ELS para barras comprimidas	83
4.3.2.1 Vibrações excessivas	83
4.4 Barras fletidas.....	83
4.4.1 ELU para barras fletidas.....	83
4.4.1.1 Plastificação da seção.....	83
4.4.1.2 Flambagem lateral com torção (FLT).....	85
4.4.1.3 Flambagem local.....	91
4.4.1.4 Flambagem distorcional.....	96
4.4.2 ELS para barras fletidas.....	98
4.5 Barras cisalhadas.....	99
4.5.1 ELU para barras cisalhadas.....	99

4.5.1.1	<i>Plastificação da alma por cisalhamento</i>	99
4.5.1.2	<i>Flambagem local da alma por cisalhamento</i>	101
4.5.2	<i>ELS para barras cisalhadas</i>	105
4.6	<i>Barras torcidas</i>	105
4.6.1	<i>ELU para barras torcidas</i>	107
4.6.1.1	<i>Escoamento da seção por torção</i>	107
4.6.1.2	<i>Flambagem por torção</i>	111
4.6.2	<i>ELS para barras torcidas</i>	114
4.6.2.1	<i>Rotações excessivas</i>	114
4.7	<i>Chapas e placas</i>	114
4.7.1	<i>ELU para chapas tracionadas</i>	115
4.7.1.1	<i>Esmagamento da parede do furo</i>	115
4.7.1.2	<i>Rasgamento furo-borda</i>	117
4.7.1.3	<i>Escoamento da seção bruta</i>	120
4.7.1.4	<i>Ruptura da seção líquida efetiva</i>	120
4.7.1.5	<i>Ruptura em bloco</i>	122
4.7.2	<i>ELU para chapas submetidas a demais esforços</i>	125
4.7.2.1	<i>Plastificação</i>	126
4.7.2.2	<i>Flambagem da chapa</i>	126
4.7.3	<i>ELU em placas</i>	132
4.8	<i>Elementos de ligação parafusada</i>	135
4.8.1	<i>ELU para elementos de ligação por contato</i>	135
4.8.1.1	<i>Ruptura do parafuso</i>	135
4.8.2	<i>ELU para elementos de ligação por tração</i>	137
4.8.2.1	<i>Ruptura da seção efetiva</i>	139
4.8.2.2	<i>Escoamento da seção bruta</i>	139
4.8.3	<i>ELU para elementos de ligação por atrito</i>	140
4.8.3.1	<i>Escorregamento ao longo do furo ovalizado</i>	140
4.8.4	<i>ELS para elementos de ligação por atrito</i>	140
4.8.4.1	<i>Escorregamento em furo padrão ou perpendicular ao sentido do furo ovalizado</i>	140
4.9	<i>Elementos de ligação soldada</i>	142
4.9.1	<i>ELU para elementos de ligação soldada</i>	142
4.9.1.1	<i>Ruptura da seção efetiva da solda</i>	142
4.9.1.2	<i>Escoamento ou ruptura do metal base</i>	146

4.10 Elementos submetidos à combinação de esforços.....	149
4.11 Diagrama dos estados limites para estruturas de aço	149
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	151
REFERÊNCIAS	153
APÊNCIDE A: DIAGRAMA DOS ESTADOS LIMITES - ESTRUTURAS DE AÇO .	157
APÊNDICE B: DIAGRAMA DOS ESTADOS LIMITES - BARRAS	158
APÊNDICE C: DIAGRAMA DOS ESTADOS LIMITES - PLACAS E CHAPAS.....	159
APÊNDICE D: DIAGRAMA DOS ESTADOS LIMITES - ELEMENTOS DE LIGAÇÃO	160

1 INTRODUÇÃO

Durante a formação do engenheiro, muitas áreas de atuação são apresentadas. Dentre elas, o projeto de estruturas em aço. Para o engenheiro que deseja seguir nessa área, é fundamental entender questões de projeto e de comportamento desse tipo de estrutura.

Segundo Pfeil e Pfeil (2012), o projeto de estruturas possui dois objetivos principais:

- Garantia de segurança estrutural evitando-se o colapso da estrutura
- Garantia de bom desempenho da estrutura evitando-se a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações, danos locais.

Para Sáles, Munaiar Neto e Malite (2015), segurança pode ser entendida em dois aspectos: qualitativo e quantitativo. O aspecto qualitativo se trata de definir se uma estrutura possui ou não segurança, e se manifesta principalmente através da intuição. Já o aspecto quantitativo mensura a segurança, e é o aspecto que o atual engenheiro de estruturas considera ao utilizar normas, teorias e formulações matemáticas.

Contudo, o aspecto qualitativo não pode ser esquecido pelo engenheiro em formação, uma vez que durante o estudo da segurança estrutural, para esta ser quantificada deve também ser entendida, e para o entendimento, a análise qualitativa, através da intuição, é fundamental. Para Di Pietro (2000), sobre a abordagem qualitativa no início do ensino de estruturas: “As razões dessa maneira de apresentação inicial das estruturas, de forma qualitativa, é o fato de ser capaz de auxiliar o aluno nas suas mais difíceis tarefas e ser capaz, ainda, de transmitir informações fundamentais [...]”.

Diversas foram as metodologias adotadas, ao longo dos anos, para garantir segurança e desempenho em estruturas. Mais recentemente, os procedimentos e normas passaram a se basear no método dos estados limites, apesar de alguns também utilizarem o método das tensões em serviço (ou método das tensões admissíveis). Desse modo, entender o que são e como se comportam os estados limites das estruturas é de fundamental importância para entender os conceitos atuais de dimensionamento estrutural.

Assim como cada material possui suas próprias características de comportamento estrutural, e, por consequência, seus próprios estados limites, o aço possui certas peculiaridades. Neste trabalho serão listados os principais modos de perda de segurança e desempenho estruturais do aço, abordando esse conhecimento de maneira qualitativa. Desse modo, é possível visualizar o comportamento do elemento estrutural em situação limite, ajudando a entender as situações a serem consideradas durante o projeto de estruturas de aço.

Quando necessário, será apresentada a forma que as normas vigentes consideram o estado limite estudado.

1.1 Justificativa

O mercado brasileiro da construção civil ainda tem muitas possibilidades de crescimento no uso do aço em estruturas de edificações. Segundo Carolina Fonseca¹, gerente executiva do Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), “A construção em aço representa atualmente cerca de 15% do universo do setor de edificações no Brasil”. Em contrapartida, em outros países mais desenvolvidos o uso do aço representa maior fatia do mercado da construção. Por exemplo, na Inglaterra é utilizado em cerca de 65%² e nos Estados Unidos em 46%³ das edificações. Assim, se verifica a possibilidade do desenvolvimento da indústria do aço na construção civil brasileira.

Segundo Jefferson de Paula, então vice-presidente da Arcelor Mittal Aços Longos Américas Central e do Sul⁴, “a construção metálica vem crescendo entre 30% e 50% mais que as obras com concreto nos últimos cinco anos no país”. Apesar da atual situação do País, onde quase 40% das empresas fabricantes de estruturas de aço não esperam crescimento⁵, ainda se há muito espaço para crescimento futuro. Para os fabricantes de estruturas de aço, um dos principais motivos para o pouco uso desse tipo de estrutura no Brasil é a falta de profissionais capacitados⁶. Tendo o aço se tornado cada vez mais presente no mercado, entender o material se torna fundamental para absorver a demanda de engenheiros de estruturas voltados às estruturas de aço no País.

¹ Em reportagem disponível no site do Centro Brasileiro da Construção em Aço, em 2015.

² Publicado pela British Construction Steelwork Association, na **Annual Review 2017-2018**.

³ Publicado pela American Institute of Steel Construction, na **Structural Steel: An Industry Overview**, de 2018.

⁴ Idem à nota 1.

⁵ Publicado pela Associação Brasileira da Construção Metálica e pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço, em **Cenário dos Fabricantes de Estruturas de Aço**, em 2018.

⁶ Idem à nota 4.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste estudo é exemplificar os diversos estados limites das estruturas de aço, buscando uma maneira de melhor entender o comportamento desse tipo de estrutura.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Listar os diversos tipos de estados limites a serem verificados para o dimensionamento de estruturas de aço;
- b) Explicar o comportamento de cada um dos principais estados limites associado às estruturas de aço;
- c) Abordar a visão das normas vigentes para considerar os estados limites estudados, quando necessário para entender o comportamento;
- d) Elaborar um diagrama com os diversos tipos de estados limites a serem verificados para cada tipo de elemento estrutural.

1.3 Estrutura do Projeto de Graduação

O presente projeto possui 5 capítulos:

O primeiro capítulo apresenta a introdução ao assunto, justificativa, objetivos e a apresentação da estrutura do projeto.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, com uma visão geral sobre os principais métodos de dimensionamento utilizados ao longo da história, incluindo uma breve explicação sobre o método dos estados limites, a classificação mais usual dos elementos estruturais e aspectos importantes das normas brasileiras referentes ao assunto.

O capítulo 3 apresenta a metodologia de exposição dos estados limites relativos às estruturas em aço e as considerações de simbologia aplicada na elaboração do diagrama dos estados limites de estruturas de aço.

O capítulo 4 apresenta os resultados e a discussão sobre estes.

O capítulo 5 apresenta as considerações finais em relação ao trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Métodos de dimensionamento

A seguir será feita uma breve explicação dos métodos de dimensionamento mais utilizados ao longo dos anos.

2.1.1 Método do coeficiente de segurança interno

Segundo Sáles, Munaiar Neto e Malite (2015), foi o primeiro método proposto para introdução da segurança no projeto estrutural, sendo de grande utilidade na época em que esteve em vigor.

Se trata de limitar as maiores tensões na estrutura ($\sigma_{m\acute{a}x}$), quando em utilização, para um valor de tensão admissível (σ_{adm}), que seria ou a tensão de ruptura (σ_r) ou a tensão de escoamento (σ_e) do material, minorada por um coeficiente de segurança interno (γ_i). Ou seja:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm} \begin{cases} \sigma_e/\gamma_{i,e} \\ ou \\ \sigma_r/\gamma_{i,r} \end{cases} \quad (1)$$

O coeficiente γ_i assume a grande responsabilidade de considerar uma série de incertezas e imprecisões, entre elas a variabilidade de resistência dos materiais, a variabilidade das ações, o grau de importância da estrutura, entre outras. De maneira geral, o coeficiente interno não diferencia as variabilidades de ações das de solicitações, além de não incluir as variabilidades do grau de importância da estrutura. Além disso, a determinação do coeficiente é feita de maneira empírica.

Ainda segundo Sáles, Munaiar Neto e Malite (2015), outra crítica ao método é considerar como limitante da resistência da peça o esforço máximo que ocorre em um único ponto do elemento, não considerando a reserva de resistência que a maioria dos materiais possuem, trabalhando com a redistribuição dos esforços das regiões plastificadas para as regiões menos solicitadas do elemento.

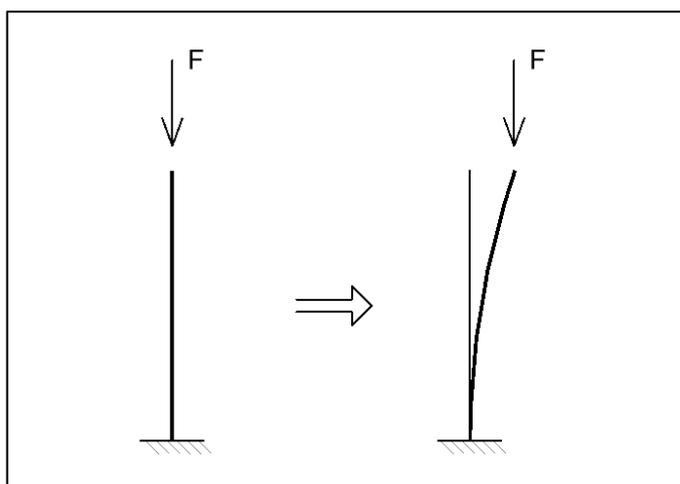
2.1.2 Método do coeficiente de segurança externo

Enquanto o método do coeficiente interno propõe a aplicação do coeficiente de segurança nas tensões de ruptura e escoamento, o método do coeficiente de segurança externo propõe que o coeficiente seja aplicado diretamente no carregamento de utilização, obtendo um carregamento que então iria levar a estrutura à ruptura ou ao colapso. (SÁLES, MUNAIAR NETO e MALITE, 2015)

Como algumas estruturas não possuem comportamento linear elástico até a ruptura ou colapso, a interpretação externa do coeficiente interno perde significado (SÁLES, MUNAIAR NETO e MALITE, 2015), pois em alguns casos a consideração da minoração das resistências de ruptura ou escoamento não representa proporcionalmente afastamento dessa condição de ruptura. Por outro lado, a majoração da carga garante esse afastamento, podendo assim quantificar a proporção de distanciamento entre a carga de cálculo e a ruptura da peça.

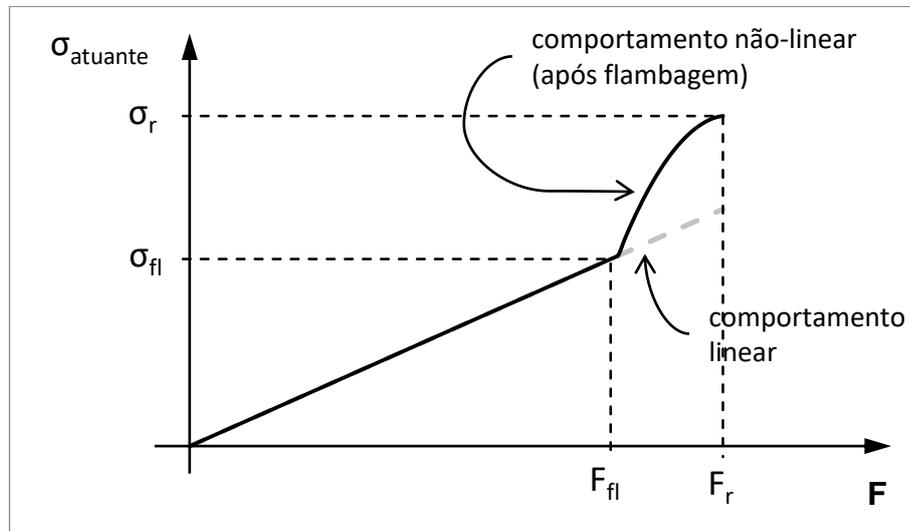
Um exemplo do problema apresentado no parágrafo anterior é a flambagem global de elementos comprimidos. A Figura 1 apresenta uma situação típica de elemento comprimido e a Figura 2 exibe a relação força aplicada *versus* tensão atuante de uma peça desse tipo.

Figura 1 – Elemento comprimido antes (esq.) e após flambagem (dir.)



Fonte: Elaborado pelo autor (2018)

Figura 2 – Força aplicada versus tensão atuante em elemento comprimido



Fonte: adaptado de Sáles, Munaiar Neto e Malite (2015)

A partir da figura é evidente que uma redução na tensão de ruptura e outra na força de ruptura não necessariamente conduzem ao mesmo fator de segurança.

O método do coeficiente externo também inclui a consideração das instabilidades. Assim, no exemplo dado, o dimensionamento deve ser feito para a carga de flambagem, e não para a situação de ruptura ou escoamento, como é feito no método do coeficiente interno.

Por muito tempo, se utilizou o coeficiente de segurança externo no lugar do coeficiente interno para os casos de instabilidade, no projeto estrutural (SÁLES, MUNAIAR NETO e MALITE, 2015).

2.1.3 Método das tensões admissíveis

Sáles, Munaiar Neto e Malite (2015) afirmam que o método “serviu de base às normas de dimensionamento de estruturas até meados da década de 1980”. Segundo os autores, o método das tensões admissíveis introduz segurança de duas maneiras:

- Nos elementos submetidos a solicitações estabilizantes (como a tração), utiliza-se o coeficiente de segurança interno (γ_i).
- Nos elementos submetidos a solicitações não estabilizantes (como a compressão), utiliza-se o coeficiente de segurança externo (γ_e).

De maneira geral, os coeficientes de segurança interno e externo podem ser representados por um fator de segurança (FS), aplicado à tensão de falha do material, que

pode ser por escoamento, ruptura ou instabilidade. O método pode ser transcrito na seguinte inequação:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{falha}}{FS} \quad (2)$$

2.1.3.1 Críticas ao método

Segundo Sáles, Munaiar Neto e Malite (2015), o método das tensões admissíveis procura estabelecer uma medida de segurança e estabelecer uma sistemática para a introdução da segurança nos projetos de estruturas. Como sistemática, o método possui a vantagem de ser simples, direto e fácil de usar.

Para os autores citados no parágrafo anterior, a garantia como medida de segurança é uma deficiência do método. Como desvantagem, citam, entre outros, os seguintes pontos:

- O coeficiente de segurança engloba a variabilidade dos materiais, limitando seu uso como medida de segurança (assim, diversos materiais devem ter diferentes coeficientes, que não necessariamente mensuram a mesma segurança);
- Não há preocupação com condições que possam invalidar a utilização da estrutura, senão a ruptura e o colapso;
- Não diferencia incertezas do sistema de incertezas dos parâmetros;
- As ações não são diferenciadas pelo grau de incerteza que possuem (assim, um mesmo coeficiente é aplicado em todas as cargas permanentes e variáveis);
- O método não possui uma estrutura lógica de raciocínio que permita a análise de todos os fatores que influem no projeto;

Pfeil e Pfeil (2012) citam também as seguintes desvantagens do método:

- Utiliza um único coeficiente para todas as incertezas;
- Não considera as reservas de resistência existentes após o início da plastificação, nem a redistribuição de tensões causadas por ela;

Motta e Malite (2012) dizem que ficou evidente que o dimensionamento pelo método das tensões admissíveis não foi uma ferramenta muito econômica.

Sáles, Munaiar Neto e Malite (2015) afirmam que o método “dá uma ênfase excessiva às tensões elásticas e pouca ênfase às restrições que devem ser impostas ao uso da estrutura. A moderna engenharia já ultrapassou tal método.”

2.1.4 Métodos probabilísticos

O método das tensões admissíveis, assim como os métodos dos coeficientes interno e externo, partem do pressuposto que não só o comportamento estrutural, mas também os parâmetros mecânicos e geométricos da estrutura, são fenômenos determinísticos. Apesar de a primeira ser uma afirmação comprovadamente correta, as outras duas não são. Desse modo, duas estruturas iguais que sejam composta por materiais diferentes, cada um com diferentes dispersões de resistência mecânica, projetadas com um mesmo fator de segurança, não possuirão a mesma segurança. (SÁLES, MUNAIAR NETO e MALITE, 2015)

Além das resistências mecânicas dos materiais, outros fatores também são probabilísticos. Ressaltando que todas as propriedades geométricas e mecânicas da estrutura, e também as ações, são probabilísticas. (SÁLES, MUNAIAR NETO e MALITE, 2015)

Sáles Munaiar Neto e Malite (2015) ainda afirmam que, do mesmo modo que nos exemplos supracitados, a segurança é um fator probabilístico. Desse modo, a noção de que toda estrutura projetada possui uma probabilidade de falha implica em fatores conceituais, éticos e econômicos. Esses três fatores devem ser levados em consideração pelo engenheiro durante a execução de projeto.

Os métodos de introdução à segurança baseados em coeficientes probabilísticos, portanto, são mais representativos da realidade, assim como um projeto de estruturas deve ser pensado pelo engenheiro.

2.1.5 Método dos estados limites

O método “consiste em estabelecer limites acima dos quais a estrutura (ou parte dela) não respeita as condições especificadas para o uso normal da construção ou impliquem comprometimento da durabilidade, caracterizando **limites de serviço**, ou acima dos quais a estrutura (ou parte dela) será considerada insegura, caracterizando **limites últimos**.” (SÁLES, MUNAIAR NETO e MALITE, 2015)

Assim, os estados limites últimos (ELU) estão associados à **segurança** da estrutura, devendo ser tratados com a mínima probabilidade de ocorrência, enquanto os

estados limites de serviço (ELS) se referem ao **desempenho**, os quais podem ocorrer com maior probabilidade. (SÁLES, MUNAIAR NETO e MALITE, 2015)

A aplicação do método é feita atribuindo coeficientes parciais para as combinações de ações e para as resistências características dos materiais, de forma a obter, respectivamente, as solicitações e as resistências de cálculo. (PFEIL e PFEIL, 2012)

Sendo as incertezas das ações e das resistências incluídas por coeficientes próprios, o método possibilita clareza lógica, o que não é sustentado pelo método das tensões admissíveis. Assim, permite ao engenheiro tomar decisões sobre o que poderia ser feito em situações atípicas, onde a variabilidade de um parâmetro de cálculo não é padrão. (MOTTA e MALITE, 2002)

Contudo, vale ressaltar que os coeficientes utilizados no método não são isoladamente relacionados às incertezas dos parâmetros a que se referem, devido a questões de rigor probabilístico. Porém isso não invalida o método, já que nenhum processo de dimensionamento pode ser justificado com total rigor, sendo necessárias aproximações. Logo, estas aproximações garantem que o processo do método dos estados limites possua uma lógica clara, facilitando o entendimento de seus princípios básicos. (MOTTA e MALITE, 2002)

Para cada seção da estrutura, para os ELU, a inequação a seguir deve ser satisfeita:

$$S_d < R_d \Leftrightarrow \sum \gamma_{fi} F_i < \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (3)$$

Onde:

S_d = solicitação de cálculo

R_d = resistência de cálculo

F_i = ação i

γ_{fi} = coeficiente de majoração da ação i

f_k = resistência característica do material

γ_m = coeficiente de redução da resistência interna do material

Os coeficientes γ_{fi} e γ_m são responsáveis por considerar a variabilidade das ações e das resistências de seus valores característicos. Também consideram outros fatores, como diferenças entre o modelo e o sistema real. (PFEIL e PFEIL, 2012)

Para cada um dos ELS, a inequação a seguir deve ser satisfeita:

$$S_d < S_{lim} \quad (4)$$

Onde:

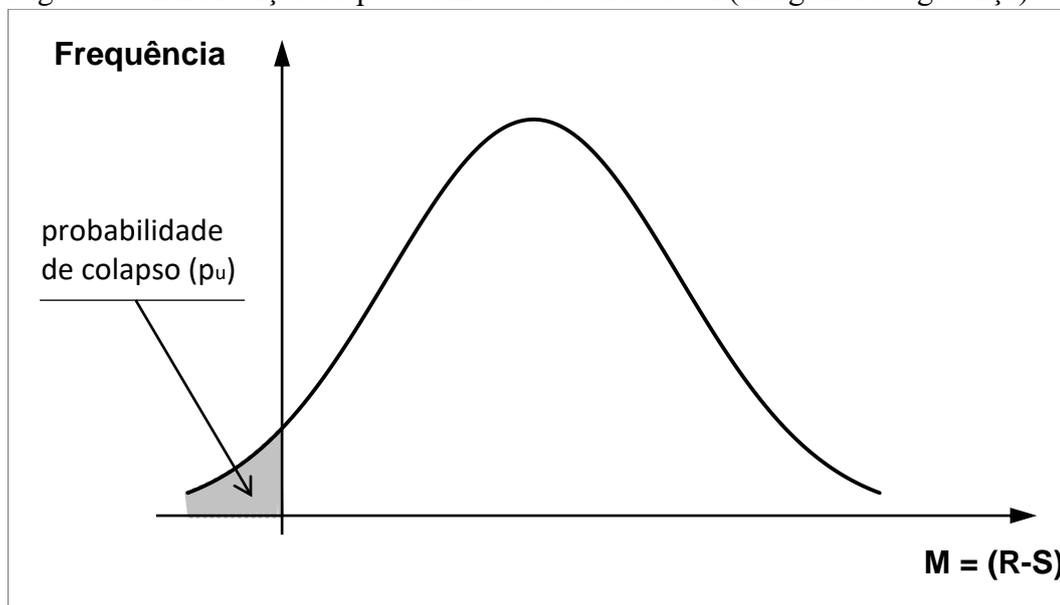
S_d = valor de cálculo do efeito de interesse

S_{lim} = valor limite para o efeito considerado

Assim, o método dos estados limites se trata de um método **semiprobabilístico**. A probabilidade é considerada para atribuir os coeficientes parciais, transformando os valores característicos em valores de cálculo. Esses valores de cálculo são inseridos em modelos de cálculo determinísticos. (LOPES, 2007)

No formulação do método a solicitação (S) e a resistência (R) são tomadas como variáveis aleatórias com distribuição normal. A segurança da estrutura fica garantida pela diferença de R e S, denominada **margem de segurança (M)**. A partir da distribuição de probabilidade de M pode-se determinar a **probabilidade de colapso (p_u)**, como pode ser visto na Figura 3. (PFEIL e PFEIL, 2012)

Figura 3 – Distribuição de probabilidade da variável M (margem de segurança)



Fonte: Adaptado de Pfeil e Pfeil (2012)

Segundo Schneider (1997) *apud* PFEIL e PFEIL, 2012), os coeficientes de segurança são calculados através de métodos de análise de confiabilidade, de modo que a

probabilidade de colapso seja menor que um valor que varia entre 10^{-4} e 10^{-6} por ano de utilização.

Para Sáles, Munaiar Neto e Malite (2015), o dimensionamento de estruturas pelo método dos estados limites se dá em três etapas principais:

1. A identificação dos estados limites associados à estrutura.
2. Determinação de níveis aceitáveis de segurança para cada estado limite.
3. A consideração dos estados limites a serem considerados no projeto

A etapa 1 é o foco deste trabalho, sendo esta identificação feita para elementos estruturais em aço.

Usualmente, na etapa 2, o projetista não lida diretamente com as probabilidades relacionadas aos fenômenos, mas sim com coeficientes de ponderação, estabelecidos por normas.

Já a etapa 3 é de responsabilidade do projetista de estruturas, devendo ele identificar quais estados limites são relevantes para o projeto. Para isso, o conhecimento dos estados limites, feita na etapa 1, é de suma importância.

Sáles, Munaiar Neto e Malite (2015) citam também as principais vantagens do dimensionamento pelo método dos estados limites:

- Confiabilidade e coerência entre as situações de projeto, pois considera a variabilidade de cada ação e resistência individualmente;
- A confiabilidade pode ser definida de acordo com o grau de importância do elemento ou da estrutura;
- Permite que o projetista compreenda melhor os requisitos que uma estrutura deve atender e o comportamento da estrutura;
- Simplifica o processo de dimensionamento;
- Permite avaliar situações de projeto diversas, além daquelas mais usuais;
- Permite a atualização de normas de maneira mais racional;
- Trabalha-se com variáveis probabilísticas ou semiprobabilísticas.

Já Pfeil e Pfeil (2012) citam outra vantagem:

- Considera as reservas de resistência após o início da plastificação.

Andrade e Vellasco (2016) também citam a seguinte vantagem:

- Possibilita ao projetista controle da probabilidade de ruína da estrutura e de componentes de ligação.

O método dos estados limites tem sido aplicado em diversas situações, por apresentar flexibilidade e universalidade de aplicação, se adaptando para a utilização em diversas áreas. (MOTTA e MALITE, 2002)

2.2 Classificação dos elementos estruturais

A classificação dos elementos estruturais considerada no trabalho se dá pela ordem de grandeza das três dimensões principais do elemento (comprimento, altura e espessura).

2.2.1 Elementos lineares

Elementos lineares, ou unidimensionais, são aqueles em que uma dimensão se sobressai em relação às outras duas. São representados pelas **barras**. (PFEIL e PFEIL, 2012)

Barras podem ser exemplificadas por pilares (compressão), tirantes (tração), vigas (cisalhamento e/ou flexão) e eixos (torção) (PFEIL e PFEIL, 2012). Barras podem também ser interpretadas como arcos, quando possuem forma curva (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

2.2.2 Elementos bidimensionais

Também chamados de “elementos de superfície”, possuem duas medidas preponderantes em relação à terceira. Podem ser separados em dois grupos, de acordo com suas condições geométricas: superfície plana ou curva. (BASTOS, 2014)

Elementos bidimensionais de superfície plana podem ser divididos em dois tipos principais, de acordo com o tipo de carga às quais são solicitados: **chapas** e **placas** (PFEIL e PFEIL, 2012). No caso das chapas, o carregamento é contido no plano do elemento. Já para as placas, o carregamento é perpendicular ao plano do elemento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Elementos de superfície curva são exemplificados pelas **cascas** (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Dentro da teoria das cascas há duas classificações distintas: cascas finas e cascas espessas. No caso das cascas finas, estas são não resistentes à flexão e ao cisalhamento. (VIEIRA, 2003)

Outra classificação pouco mencionada é a de estruturas de **membrana**, ou tensoestruturas. Enquanto as cascas finas e espessas resistem a esforços normais de compressão e tração, as membranas não resistem, além de ao cisalhamento e à flexão, à compressão. São mais comumente compostas por tecido ou rede de cabos. (SILVA, 2006)

Quanto aos elementos bidimensionais, este trabalho irá tratar somente das chapas e das placas.

2.2.3 Elementos tridimensionais

Possuem as três dimensões principais em mesma grandeza. Pouco comuns em estruturas de aço, aparecem em estruturas de concreto principalmente como bloco de fundação. São também conhecidos como “elementos de volume”. (BASTOS, 2014)

2.2.4 Elementos de ligação

Outra classificação adotada neste trabalho, que não se encaixa restritamente na classificação pela ordem de grandezas das dimensões principais é a de elementos de ligação. As considerações das falhas em ligações são bastante presentes em estruturas de aço, por isso serão incluídas em tópicos específicos, assim como parte considerável da bibliografia relacionada ao tema. Atualmente, existem dois tipos principais de ligações em estruturas metálicas: ligações soldadas e ligações parafusadas, que é um tipo de ligação por conector. Em geral, essas ligações podem ser entendidas como uma composição de elementos estruturais (elementos lineares, de área e de volume). Contudo, cada tipo de ligação traz novas considerações de cálculo, por isso, neste trabalho serão discretizados os tópicos para ligações soldadas e parafusadas.

As ligações soldadas incluem as considerações de falha na região da solda e as ligações parafusadas incluem as falhas relacionadas aos parafusos.

Outro tipo de ligação é a feita por rebites. Atualmente está em desuso, principalmente pelo custo da mão de obra e menor resistência em relação aos parafusos, por isso não será abordada neste estudo. (VALENCIANI, 1997)

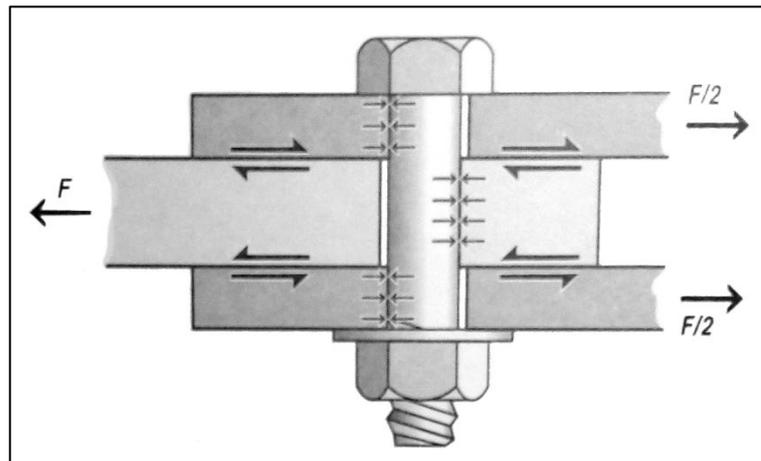
Vale ressaltar que as ligações em estruturas metálicas são um estudo de grande complexidade, uma vez que essas ligações podem ser realizadas das mais diversas formas, podendo trazer novas considerações de cálculo através de novos estados limites. Neste trabalho serão abordados apenas os casos mais gerais de ligações (soldadas e parafusadas).

2.2.4.1 Tipos de ligações parafusadas

As ligações parafusadas são divididas em três tipos: ligações à tração, por contato e por atrito. As ligações à tração resistem à força de tração entre os elementos, enquanto as ligações por contato e por atrito resistem à força cortante. Cada um desses três tipos possui seus próprios estados limites. Logo, o tópico dos resultados relacionados às ligações parafusadas será subdividido nos três tipos de ligações, onde os estados limites próprios de cada tipo serão apresentados.

Nas **ligações por contato** (Figura 4), os parafusos recebem diretamente o esforço cisalhante aplicado. Com o esforço aplicado nos elementos de ligação, estes se deslocam pelas folgas entre os furos e os parafusos, até que haja o contato entre as peças. (DIAS, 2000)

Figura 4 – Ligação parafusada por contato

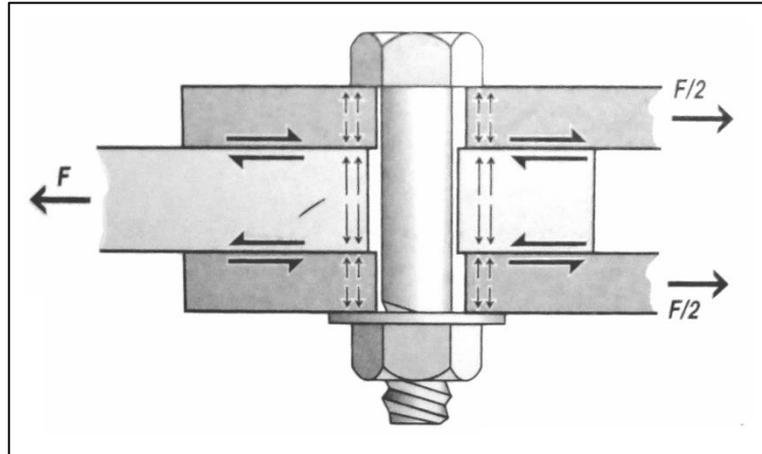


Fonte: Dias (2000)

Já nas **ligações por atrito** (Figura 5), uma protensão é aplicada nos parafusos, de modo a criar uma força de contato entre os elementos da ligação. Os esforços de cisalhamento são resistidos pelo atrito entre os elementos. (DIAS, 2000)

Segundo Andrade e Vellasco (2016), ligações por atrito possuem resistência menor que ligações por contato e, por isso, só devem ser utilizadas quando houver necessidade do projeto. Tais restrições de projeto estão relacionadas ao deslizamento do parafuso que ocorre quando a carga é aplicada na ligação ou quando há ocorrência de cargas cíclicas.

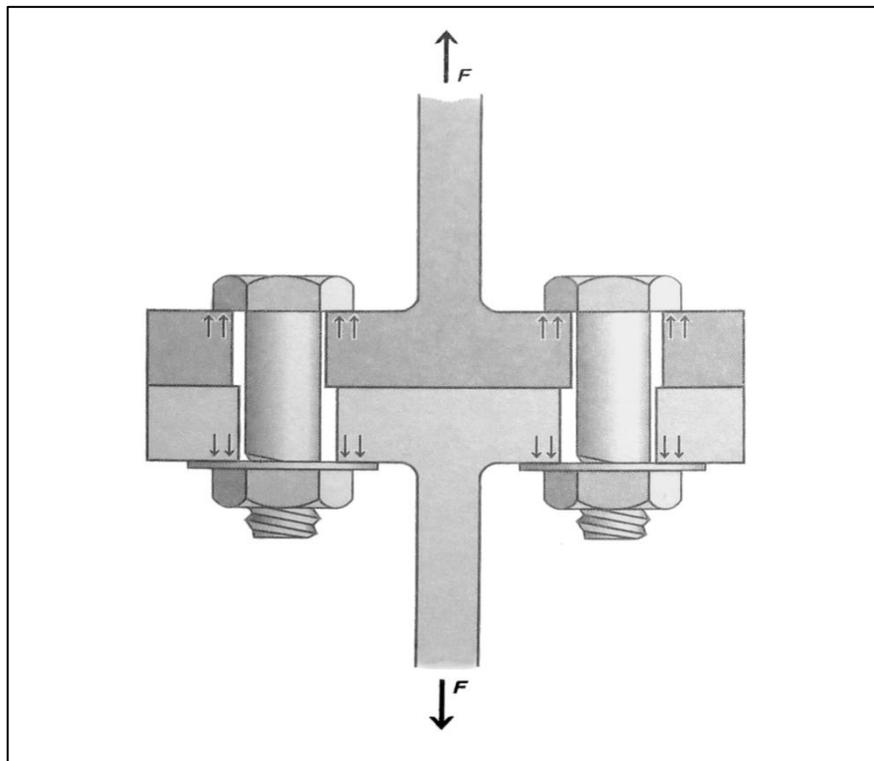
Figura 5 – Ligação parafusada por atrito



Fonte: Dias (2000)

Nas **ligações à tração** (Figura 6), os esforços de tração são absorvidos diretamente pelos parafusos. (DIAS, 2000)

Figura 6 – Ligação parafusada à tração

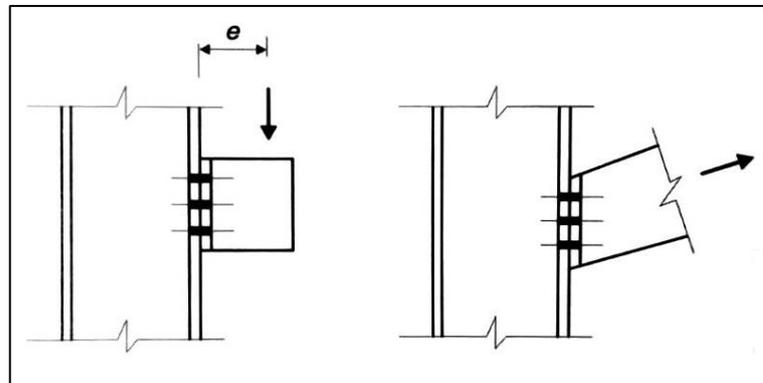


Fonte: Dias (2000)

Cada um dos tipos carrega estados limites específicos, por isso, serão considerados isoladamente no trabalho.

Sendo um caso bastante usual, o estado limite ultimo para ligações com conectores solicitados a tração e a cisalhamento simultaneamente, como na Figura 7, ocorre não apenas quando se atingem os valores individuais de resistência para cisalhamento e para tração na ligação, mas quando se atinge um valor inferior. Isso acontece pois o esforço de cisalhamento reduz a resistência a tração, e vice versa. Por isso, uma compatibilização dos esforços deveria ser feita, através de equações que relacionam as resistências do conector. (ANDRADE e VELLASCO, 2016)

Figura 7 – Ligações parafusadas com tração e cisalhamento simultâneos

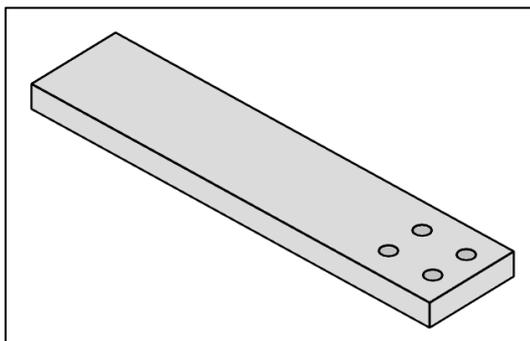


Fonte: Pfeil e Pfeil (2012)

2.2.5 Relação da classificação dos elementos com os estados limites

Uma vez que a classificação adotada não estabelece critérios rígidos de proporção entre as dimensões principais dos elementos para classificá-los, e, portanto algumas situações de cálculo podem parecer entre duas classificações, os estados limites a serem considerados podem se confundir. Exemplo disso seria uma barra, com seção delgada, como na Figura 8.

Figura 8 – Barra com seção delgada



Fonte: Elaborado pelo autor (2018)

Os estados limite a serem considerados para esta barra são confundidos entre os estados limites para barras e chapas. Exemplo disso seria a ruptura da seção líquida efetiva, que será primeiro exemplificada no item 4.2.1.2. Este estado limite último ocorre tanto em barras tracionadas quanto em chapas tracionadas.

Como um mesmo estado limite pode estar associado a vários tipos de elementos, durante a exemplificação dos estados limites de cada tipo de elemento, alguns desses estados podem aparecer em mais de um caso.

Outro aspecto é que ao analisar um elemento estrutural em diferentes proporções, novas interpretações podem ser feitas. Exemplo disso é que uma seção pode ser entendida como um conjunto de chapas, e, ao se analisar a barra no local onde ocorre a ligação, pode ser conveniente interpretar o comportamento daquele ponto como o de uma chapa e não como de uma barra.

Vale lembrar que na prática, para cada caso, cabe ao engenheiro conhecer o comportamento da estrutura e decidir quais estados limites considerar. Isto seria a primeira etapa do dimensionamento de estruturas pelo método dos estados limites, conforme citado na seção 2.1.5.

2.3 NBR 8800 (2008), NBR 14762 (2010) e NBR 8681 (2003)

A norma da ABNT⁷, NBR 8800 de 2008, se refere ao “projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios”. A norma ABNT NBR 14762:2010 se refere ao “dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio”.

⁷ Associação Brasileira de Normas Técnicas

Ambas as normas estabelecem que os critérios de segurança devem se basear na norma ABNT NBR 8681 (Ações e segurança nas estruturas – procedimento), a qual, em sua versão de 2003, mostra as condições gerais para utilização do método dos estados limites. Para a NBR 8681:2003, “os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles construídas”.

A NBR 8800 (2008) e a NBR 14762 (2010), entre outras coisas, estabelecem que os estados limites últimos (ELU) são referentes às combinações mais desfavoráveis durante toda a vida útil da estrutura e os estados limites de serviço (ELS) são referentes às combinações normais de utilização da estrutura. Além disso, enumeram alguns critérios para dimensionamento de elementos e ligações em estruturas de aço, incluindo os estados limites a serem considerados em cada tipo de elemento e ligação exemplificado.

3 METODOLOGIA

Este trabalho se trata de uma pesquisa bibliográfica, com abordagem qualitativa e natureza básica.

3.1 Estados limites

Inicialmente são apresentados os estados limites gerais a serem considerados por qualquer elemento estrutural em aço. Em seguida os elementos são subdivididos de acordo com sua geometria: barras e elementos bidimensionais (chapas e placas), conforme item 2.2. Adicionam-se os casos específicos para ligações, conforme item 2.2.4.

Cada tipo de elemento é então subdividido novamente, de acordo com o tipo de esforço que recebe (tração, compressão, cisalhamento, torção, flexão). Os elementos de chapa comprimidos, fletidos e cisalhados foram agrupados por abrigarem semelhanças em suas considerações. As ligações parafusadas foram subdivididas conforme 2.2.4.1, enquanto as ligações soldadas foram tratadas em um único tópico. Sendo listados, então:

Tabela 1 – Divisão dos elementos para atribuição dos estados limites

Barras	Chapas e Placas	Ligações parafusadas	Ligações soldadas
Barras tracionadas	Chapas tracionadas	Ligações parafusadas por contato	Ligações soldadas em geral
Barras comprimidas	Chapas submetidas aos demais esforços	Ligações parafusadas por tração	
Barras fletidas	Placas (fletidas e torcidas)	Ligações parafusadas por atrito	
Barras cisalhadas			
Barras torcidas			

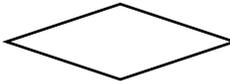
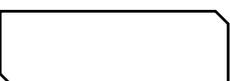
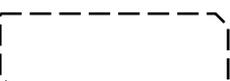
Fonte: elaborado pelo autor (2018)

Para cada tipo de elemento submetido a um dado esforço, os estados limites referentes são listados e explicados no capítulo 4, descrevendo e desenvolvendo discussão sobre eles.

3.2 Elaboração do diagrama

Para a elaboração do diagrama com as considerações de estados limites para projeto, serão adotados alguns critérios. Será seguida simbologia própria, vista na Tabela 2.

Tabela 2 – Simbologia para elaboração do diagrama

Símbolo	Definição
	Início
	Atividade/elemento
	Decisão
	Alternativa à decisão
	Condição
	Estado limite último
	Estado limite de serviço
	Direção do fluxo

Fonte: elaborado pelo autor (2018)

A partir desses símbolos, o diagrama inicia com o dimensionamento de estruturas de aço (no quadro “Início”). Desse ponto serão agrupados os diversos tipos de elementos (no quadro “atividade/elemento”), a partir dos quais serão definidos decisões e critérios que definem os estados limites (nas abas “decisão” e “condição”, respectivamente), e a partir daí os estados limites a serem considerados (“estado limite último” e “estado limite de serviço”).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Considerações gerais

A seguir serão apresentados alguns aspectos gerais para estruturas em aço. Tais considerações não se restringem apenas a certo tipo de elemento, mas sim podem ser aplicadas de maneira geral, a todos os tipos de elemento.

4.1.1 Estados limites de serviço

A norma ABNT NBR 8800:2008 estabelece, no item 11.2, que os estados limites de serviço devem ser limitados por valores que garantam plena utilização, levando em consideração as funções prevista para a estrutura e para os materiais a ela vinculados. Desse modo, neste trabalho apenas os estados limites de serviço mais comuns serão descritos, podendo ainda existir outras considerações importantes a serem feitas, dependendo do projeto.

A mesma norma também estabelece que cada estado limite de serviço deve ser verificado utilizando a combinação de ações de serviço que corresponda ao comportamento do fenômeno estudado. Assim, cabe ao engenheiro, além de avaliar os possíveis estados limites que uma estrutura específica possua, entender esse estado limite e atribuir um método adequado de análise.

4.1.1.1 Deslocamentos excessivos

O estado limite de serviço de deslocamentos excessivos da estrutura se refere a qualquer deslocamento (tanto vertical como horizontal) que prejudique o uso e funcionamento da estrutura. Assim, os deslocamentos devem ser limitados por um valor, que varia para cada caso. A Tabela 3 mostra alguns valores limite típicos, estabelecidos na norma NBR 8800:2008.

Tabela 3 – Deslocamentos máximos

Descrição	δ^a
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura ^{g)}	$L/180^e$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura ^{g)}	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: ^{j)}	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000^i$
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^m$
Lajes mistas	Ver Anexo Q

^a L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).

^b Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).

^c Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.

^d Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.

^e Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.

^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.

^g Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.

^h Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.

ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

^j Considerar combinações raras de serviço.

^k No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

^l O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

^m Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008)

Esses valores são empíricos e deve-se avaliar sua utilidade em cada caso, pois alguns projetos de estrutura em aço podem ter diferentes restrições a deslocamentos. Assim, conforme orienta a NBR 8800:2008, valores mais rigorosos podem ser aplicados dependendo das características do projeto. Materiais de acabamento utilizados, restrições para

funcionamento de equipamentos, questões visuais e de uso da edificação, entre outros pontos, podem ser determinantes para estabelecer quais limites devem ser utilizados para o dimensionamento da estrutura. Cabe ao engenheiro de projeto definir quais limites adotar e quais combinações de serviço serão utilizadas em cada caso, com o objetivo de preservar os componentes não estruturais do projeto e garantir o adequado uso da estrutura.

Diferente da norma brasileira, a norma americana, AISC 360-16, não especifica valores típicos para deformações. Esta norma apenas pontua que os limites de deslocamentos sejam atribuídos de forma a garantir o uso da estrutura, deixando a cargo do projetista definir quais limites serão considerados.

De maneira geral, para a determinação dos deslocamentos na estrutura, os resultados mais problemáticos são aqueles oriundos de solicitações de flexão. Nesse sentido, Castro (1999) afirma que as solicitações de compressão e torção são menos comuns de gerarem tal problema.

As figuras a seguir exibem casos de patologias ocasionadas pela não observância do comportamento referente a deslocamentos excessivos em estruturas de aço. Tais casos são meramente ilustrativos sobre esse estado limite, podendo ocorrer ainda muitos outros tipos de patologias. A Figura 9 mostra uma trinca em fachada de vidro, ocasionada pela transferência de esforços a este componente de tapamento, causando cisalhamento no vidro.

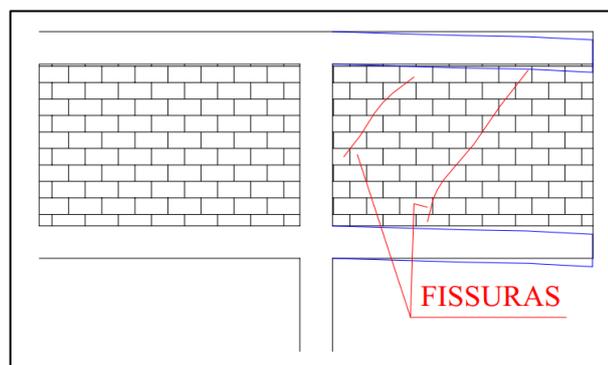
Figura 9 – Trinca em fachada de vidro



Fonte: Castro (1999)

A Figura 10 ilustra o comportamento de fissuração de alvenarias apoiadas sobre viga (no caso, uma viga em balanço). Na Figura 11, um caso real dessa patologia, com a formação de trinca.

Figura 10 – Trinca em alvenaria sobre vigas



Fonte: Castro (1999)

Figura 11 – Trinca em alvenaria sobre viga metálica em grande vão



Fonte: Castro (1999)

4.1.1.2 Vibrações excessivas

O uso de estruturas metálicas com materiais mais resistentes e com sistemas estruturais mais eficientes têm tornado comum o aparecimento de vibrações indesejadas. Segundo a norma AISC 360-16, alia-se a isso o fato do uso mais frequente de grandes vãos livres, com sistemas de piso mais flexíveis e menor amortecimento das vibrações.

Tais vibrações em estruturas de aço acarretam em problemas de sensibilidade do usuário, tanto em desconforto visual quanto em desconforto no uso. Mas também podem gerar problemas de desempenho da estrutura, prejudicando o funcionamento de equipamentos ou acarretando em patologias no edifício.

Geralmente as vibrações não são suficientes para causar danos sérios à estrutura, mas podem promover danos em pisos, lajes, componentes arquitetônicos, componentes estruturais secundários, alvenarias, vedações e ampliar danos já existentes. (MOREIRA, 2002)

Diversas são as fontes dessas vibrações, como, por exemplo, vento, ocupação de pessoas e máquinas. Diversos são também os critérios que podem ser utilizados para avaliar esse estado limite. Segundo Moreira (2002), um dos critérios pode se referir aos danos causados, que são avaliados conforme o grau de importância da estrutura, o tipo de material que é danificado, o tipo de edificação, entre outros. Desse modo, esses critérios visam caracterizar o dano causado em cada situação, para que isso seja avaliado pelo engenheiro.

Outro critério de avaliação de vibrações em estruturas é relativo ao conforto dos usuários. Em muitos casos a percepção e aceitabilidade de vibrações é avaliada por um valor limite de aceleração que é dado em termos da aceleração da gravidade. Na Tabela 4 são mostrados limites usuais para aceleração lateral devida ao vento.

Tabela 4 – limites usuais para aceleração dinâmica devida ao vento

Percepção	Limites de Aceleração
Imperceptível	$a < 0,005 \text{ g}$
Perceptível	$0,005 \text{ g} < a < 0,015 \text{ g}$
Incomodo	$0,015 \text{ g} < a < 0,05 \text{ g}$
Muito Incomodo	$0,05 \text{ g} < a < 0,15 \text{ g}$
Intolerável	$a > 0,15 \text{ g}$

Fonte: Moreira (2002)

Quanto aos critérios de avaliação das vibrações, a norma americana AISC 360-16 recomenda o uso da aceleração, mas não define valores. A norma separa as vibrações devidas a vento das demais, e para aquelas ocasionadas pelo vento indica que pode ser mensurada por vários indicadores: deslocamento máximo, velocidade, aceleração e sobre-aceleração.

Já a norma NBR 8800:2008 não estabelece critérios de dimensionamento, mas, em seu Anexo L, limita as frequências naturais mínimas da estrutura do piso. A norma possui

também um anexo específico para vibrações devidas ao vento (Anexo M), mas também não define valores de projeto.

Uma vez que nenhuma das duas normas define claramente valores para serem utilizados em projeto, para cumprir requisitos de vibrações, e visto que o projeto de estruturas de aço pode se apresentar com as mais diversas situações e exigências para uso, critérios de dimensionamento podem ser definidos de acordo com as características do projeto.

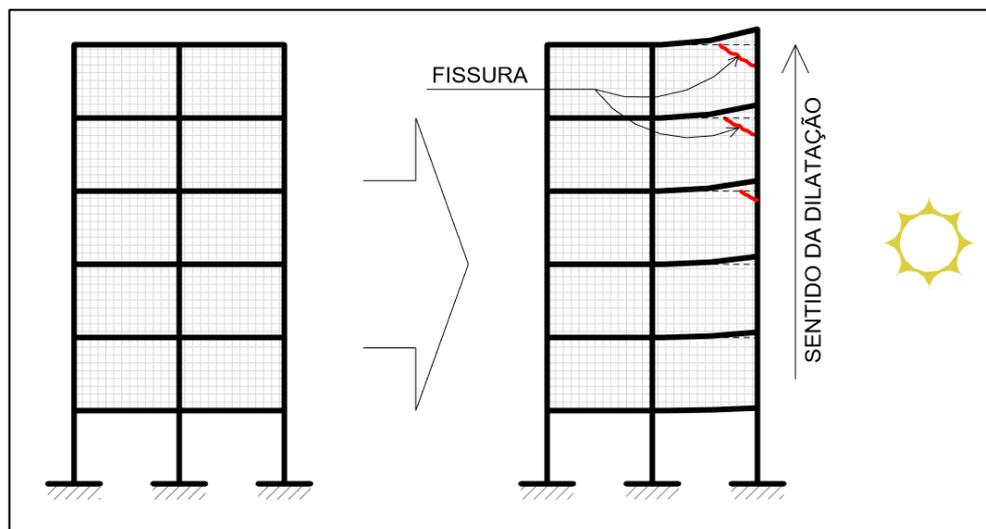
As vibrações excessivas, além de caracterizarem um estado limite de serviço, podem, com o desenvolvimento dessas vibrações, acarretar em um estado limite último por fadiga, como será apresentado no item 4.1.2.1. Isto vale não só para vibrações forçadas (normalmente oriundas de equipamentos e uso), mas também para vibrações oriundas de ações do vento, e demais fontes de cargas dinâmicas.

4.1.1.3 Variações dimensionais

Conforme consta na NBR 8800:2008, se refere às variações devidas à dilatação térmica, retração, fluência e outros fenômenos que possam alterar a geometria de algum elemento, que assim prejudique o funcionamento da estrutura. Os valores limites para essas variações dependem do projeto da edificação, dos materiais especificados, de equipamentos que não suportem pequenas variações, entre outros itens. Logo, assim como ocorreu para vibrações e deslocamentos excessivos, os critérios são definidos de acordo com as características do projeto. A norma AISC 360-16 cita explicitamente essa questão, afirmando que os critérios não podem ser reduzidos a algumas simples regras, devendo ser julgado por um engenheiro qualificado.

A Figura 12 exemplifica uma variação dimensional causada por insolação diferencial da estrutura do edifício. Nesse exemplo, parte do edifício se expande por dilatação térmica, gerando esforços nas vedações, que fissuram.

Figura 12 – Variações dimensionais por dilatação térmica diferencial



Fonte: adaptado de Castro (1999)

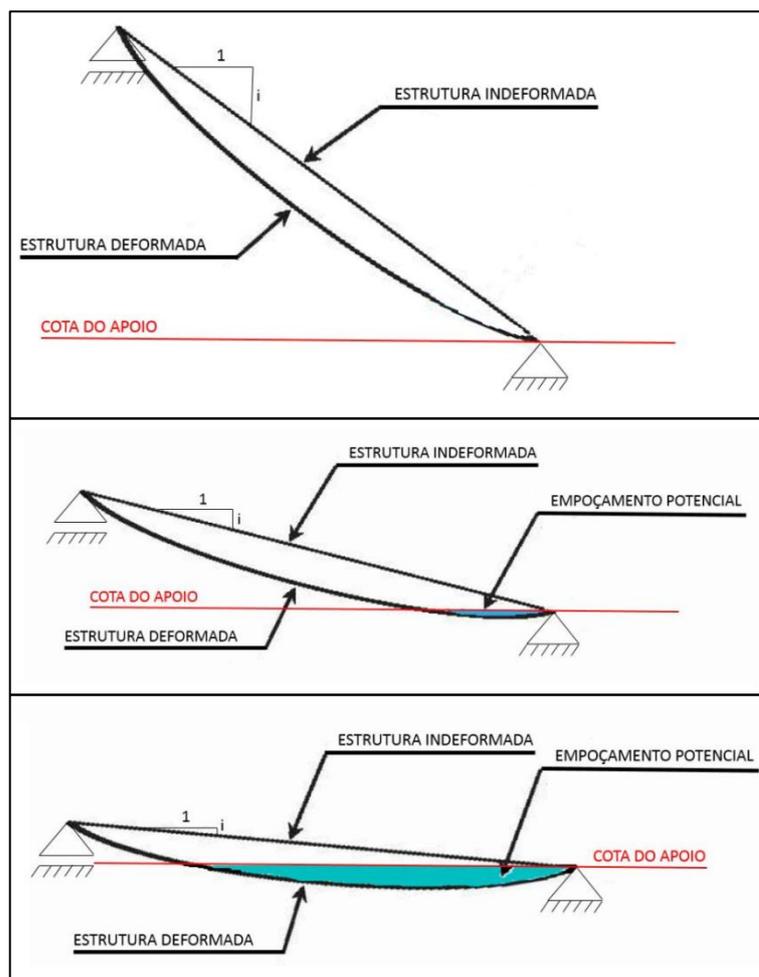
4.1.1.4 Empoçamento de água

Estruturas de cobertura ou piso que estejam sujeitas a recebimento de água, e que possuam baixa inclinação (abaixo de 5%, segundo a norma NBR 8800:2008), estão sujeitas a essa situação de empoçamento. Podem ocorrer por deformações na estrutura ou nos materiais de fechamento (pisos e coberturas), imperfeições iniciais e imprecisões construtivas, recalques de fundação, ou por outro aspecto que provoque alteração na conformação da construção.

Tal empoçamento prejudica o processo de drenagem e pode danificar os elementos da edificação, constituindo um estado limite de serviço. Contudo, quando este empoçamento passa a deformar a estrutura, de maneira a aumentar o acúmulo de água e, progressivamente, aumentar as flechas e cargas, levando a estrutura ao colapso, se torna um estado limite último por empoçamento progressivo, que será estudado no item 4.1.2.2.

A Figura 13 ilustra o efeito de empoçamento de água para três casos com inclinações distintas.

Figura 13 – Empoçamento potencial para três inclinações de cobertura diferentes



Fonte: Pereira, Lopes e Coldebella (2016)

4.1.2 Estados limites últimos

A seguir serão apresentados alguns pontos importantes relativos à capacidade resistente de estruturas de aço.

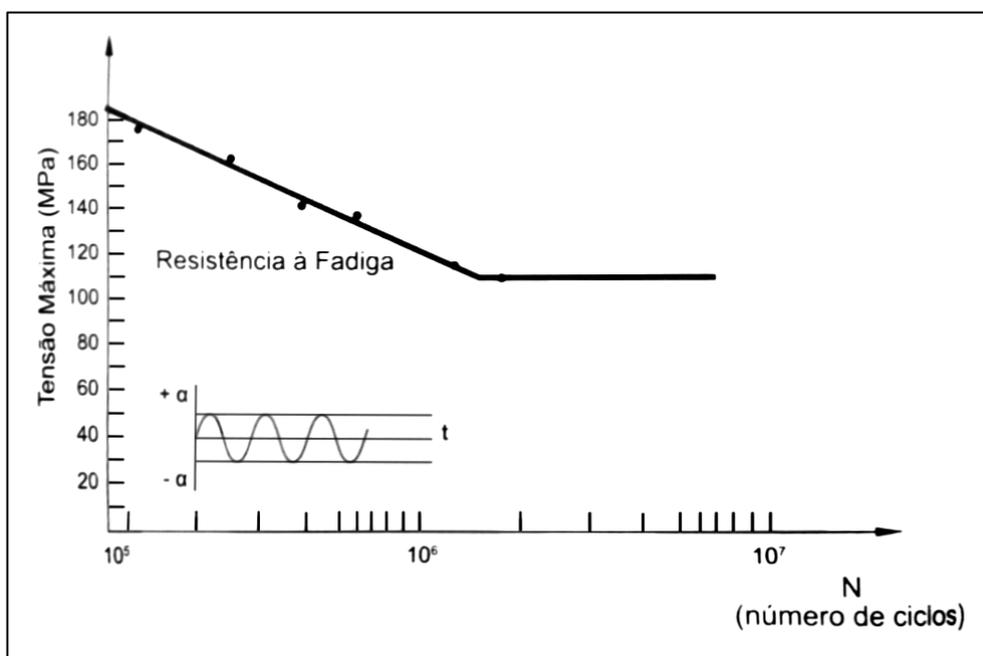
4.1.2.1 Fadiga

A fadiga é um fenômeno que ocorre em estruturas de aço submetidas a ações dinâmicas. Se caracteriza pelo surgimento de fissuras que se propagam com a repetição do carregamento. Segundo Andrade e Vellasco (2016), essas fissuras se iniciam em pontos de acúmulo de tensões. Desse modo, para aumentar a resistência da peça à fadiga é aconselhável

cuidados com a geometria da peça, tipo de aço utilizado, a ocorrência e intensidade de tensões residuais, detalhamento da ligação, entre outros.

Ainda segundo os autores, a resistência à fadiga de uma peça estrutural em aço é a tensão máxima que a peça pode suportar com uma quantidade ilimitada de ciclos de tensão. Isto ocorre pois, para a maioria dos aços estruturais, a tensão de ruptura para quantidades maiores que $2 \cdot 10^6$ ciclos não varia. O Diagrama de Wöhler (Figura 14), empregado para exibir resultados em ensaios de fadiga com tensões alternadas de flexão, ilustra essa convergência na resistência à fadiga.

Figura 14 – Diagrama de Wöhler



Fonte: Andrade e Vellasco (2016)

A ruptura por fadiga caracteriza um **estado limite último** e pode ocorrer em qualquer tipo de elemento, desde que dada a condição de carga dinâmica aplicada.

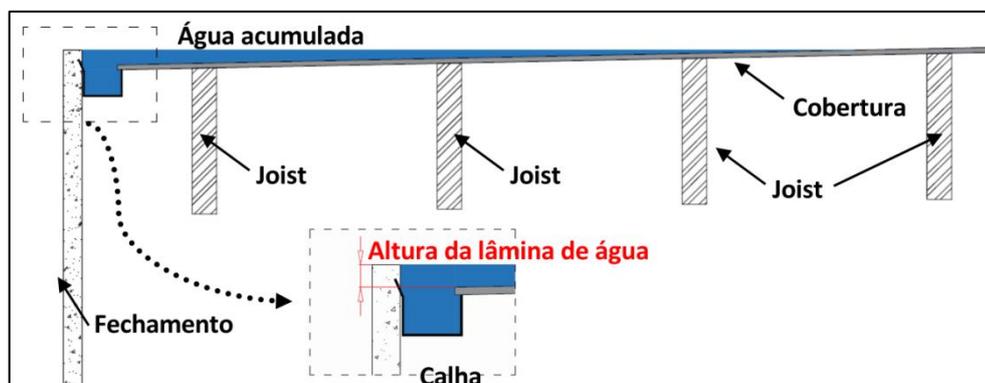
Callister Jr (2008) afirma que a falha por fadiga é de natureza frágil, mesmo em materiais dúcteis, registrando pouca ou nenhuma deformação plástica.

A norma NBR 8800:2008 estabelece que elementos sujeitos ao efeito da fadiga devem ser dimensionados para a ação estática, e em adição a este, dimensionados a fadiga. Ainda segundo a norma, os efeitos máximos de vento e terremoto não devem considerar fadiga pois são de pouca ocorrência. Em contrapartida, as considerações de fadiga são mais comuns para edifícios industriais, com estruturas de suporte para pontes rolantes e máquinas.

4.1.2.2 Empoçamento progressivo

Coberturas com inclinações muito baixas (abaixo de 3%, segundo a NBR 8800:2008) devem ser verificadas para esse estado limite último. Nesse caso, a água acumulada devido à deformação dos materiais de cobertura e dos elementos estruturais passa a ser uma carga, que deve ser incluída nas combinações últimas de ações, para assim encontrar uma nova deformação, e então é feito o processo incremental entre carga da água e deformações na cobertura. Tal problema é agravado pela ocorrência de chuvas intensas e de falhas de drenagem (Figura 15). (PEREIRA, LOPES e COLDEBELLA, 2016)

Figura 15 – Empoçamento – ineficiência de drenagem em cobertura

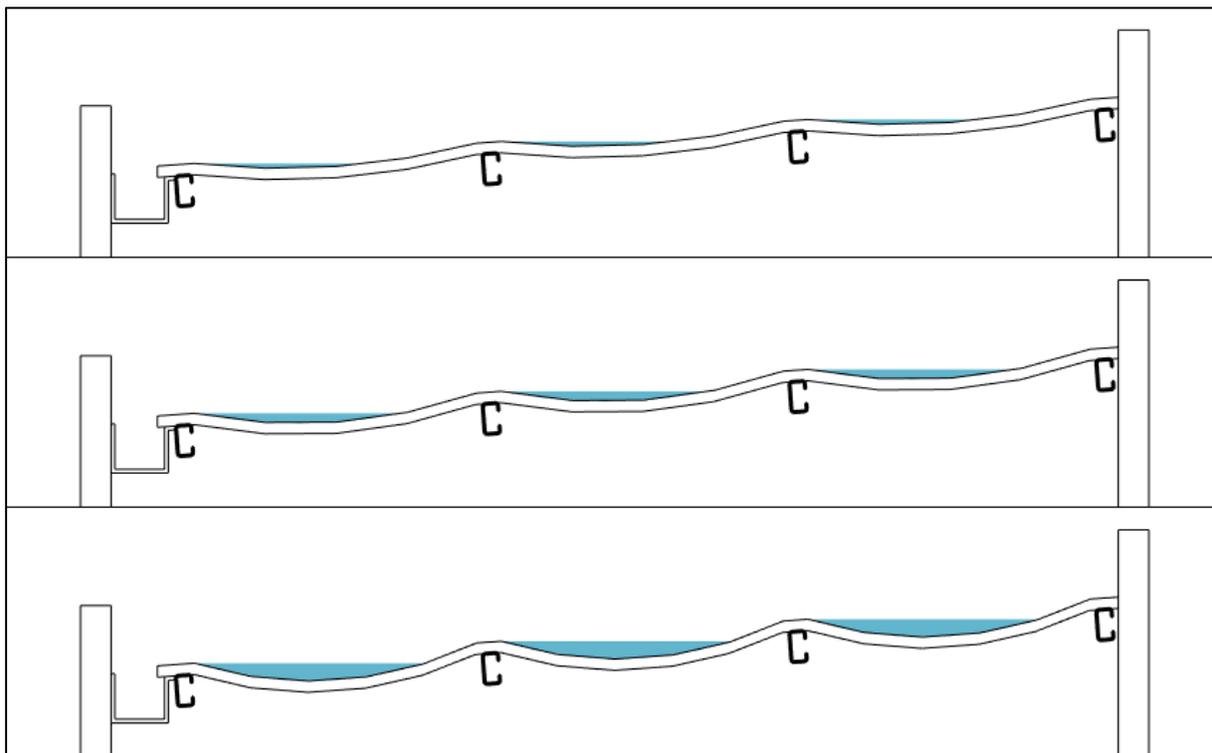


Fonte: Pereira, Lopes e Coldebella (2016)

Durante o processo incremental, caso as deformações se estabilizem antes dos materiais atingirem o valor limite de resistência, se caracteriza um estado limite de serviço. Caso essa estabilização ocorra após o limite de resistência do material, está caracterizado o estado limite último.

As cargas devidas ao acúmulo de água podem ser bastante elevadas, por isso esse estado limite último deve ser considerado com cautela, principalmente em coberturas com grandes vãos entre as terças e com inclinações muito baixas. A Figura 16 ilustra o efeito de empoçamento progressivo.

Figura 16 – Empoçamento potencial para três inclinações de cobertura diferentes



Fonte: elaborado pelo autor (2018)

4.1.2.3 Ruptura frágil

Em alguns casos especiais, a ruptura dos elementos de aço podem não ser dúcteis, mas frágeis. Esse tipo de ruptura se caracteriza pela rápida propagação de uma trinca, sem qualquer deformação aparente (Callister Jr., 2008). Assim, o material não exibe alterações perceptíveis antes da ruptura, atingindo o colapso de maneira repentina.

Segundo Pfeil e Pfeil (2012), algumas condições podem criar essa falta de ductilidade: baixas temperaturas (transição dúctil-frágil), efeito térmico local (por exemplo, solda), estado triplo de tração, efeito de encruamento, etc. A NBR 8800:2008 ainda cita transições bruscas e tensões residuais elevadas como causadores desse tipo de ruptura. A norma diz que para se evitar esse estado limite, deve-se evitar as condições que causam esse tipo de ruptura.

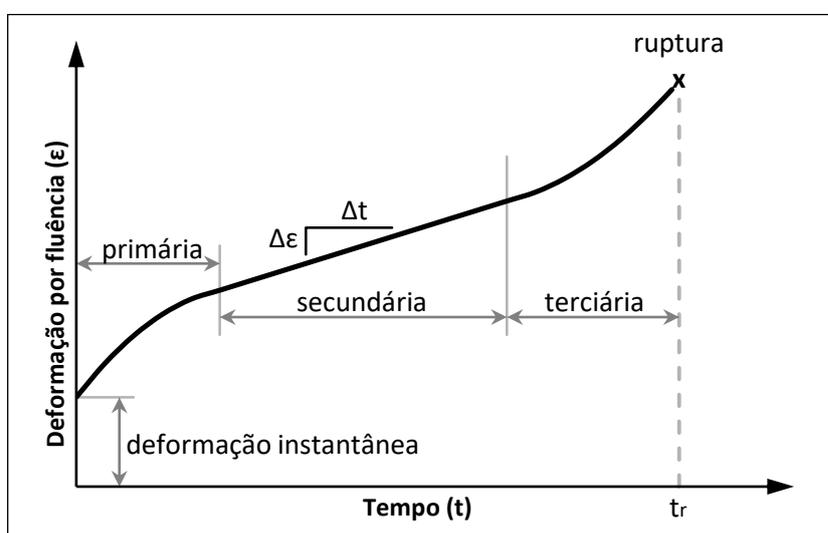
Segundo Pfeil e Pfeil (2012), a ruptura frágil se dá inicialmente com a formação da fratura em um ponto onde uma elevada tensão se desenvolve e no qual o material perdeu ductilidade. Em seguida essa fratura se propaga pelo elemento.

4.1.2.4 Fluência

Se trata da deformação permanente, adquirida ao longo do tempo, em elementos submetidos a cargas ou tensões constantes. Segundo Callister Jr. (2008), nos materiais metálicos, como o aço, ela se torna relevante a temperaturas acima de 40% da temperatura do ponto de fusão do material. Não é algo comum na prática de projetos, mas é um fenômeno que deve ser conhecido para eventuais casos com estruturas expostas a altas temperaturas.

A Figura 17 exibe o gráfico de uma curva típica de fluência de um material.

Figura 17 – Curva típica de fluência



Fonte: Callister Jr. (2008)

Nesse gráfico é possível ver três etapas, antes da ruptura do material. Inicialmente o material sofre a deformação elástica ao receber a carga. Na etapa primária de fluência, também denominada **transiente**, as taxa de deformação decresce com o tempo, pois o material sofre encruamento. Na segunda etapa, denominada **fluência em regime estacionário**, há uma taxa constante de fluência, ocasionada pelo equilíbrio entre o encruamento e a recuperação do material. Na terceira etapa, o material passa a sofrer taxas crescentes de deformação ao longo do tempo, até que ocorre a ruptura, o que caracteriza um estado limite último. (CALLISTER JR., 2008)

Segundo Callister Jr (2008), a inclinação do gráfico na etapa secundária, denominada **taxa de fluência em regime estacionário**, é o parâmetro de projeto utilizado para definir elementos com aplicação a longo prazo.

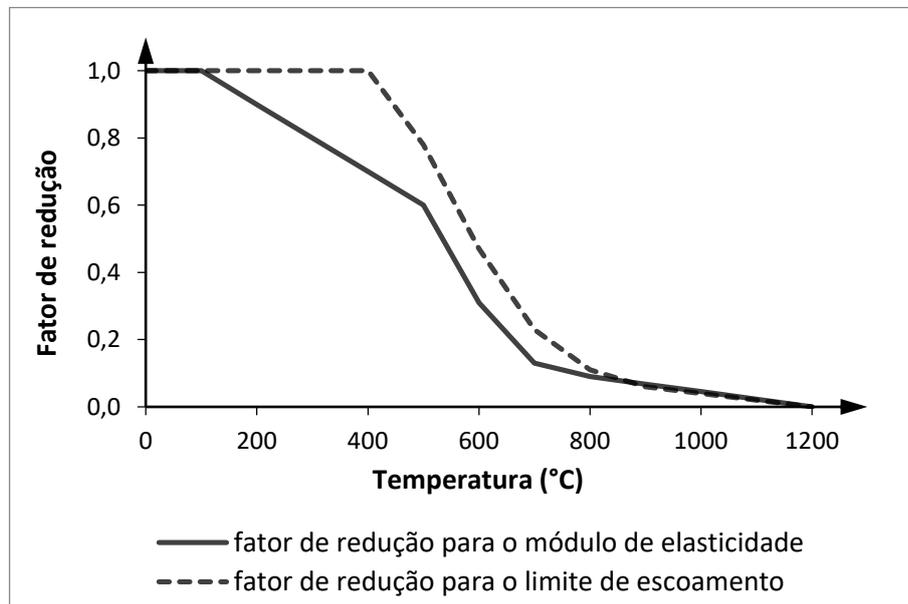
4.1.2.5 Elevadas temperaturas

Com o aumento da temperatura, as propriedades mecânicas do aço são reduzidas, inclusive sua resistência mecânica. Um elemento que é dimensionado considerando certa resistência que supre as solicitações, com a redução de sua resistência, pode passar a não resistir mais às solicitações, o que pode levar o material ao colapso. Por isso é de grande importância o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio, avaliando necessidade do uso ou não de proteção adicional da estrutura. (MARTINS, 2000)

Esta situação de ruína se trata do **estado limite último** relacionado à **perda da capacidade resistente por efeito da temperatura**.

A Figura 23 mostra os fatores de redução que a norma brasileira indica para o módulo de elasticidade e para o limite de escoamento do material. Com a diminuição do módulo de elasticidade o elemento se torna mais deformável e com a diminuição do limite de escoamento, um elemento que está dentro dos limites de segurança pode se tornar inseguro.

Figura 18 – Fatores de redução para o módulo de elasticidade e para o limite de escoamento de acordo com a temperatura

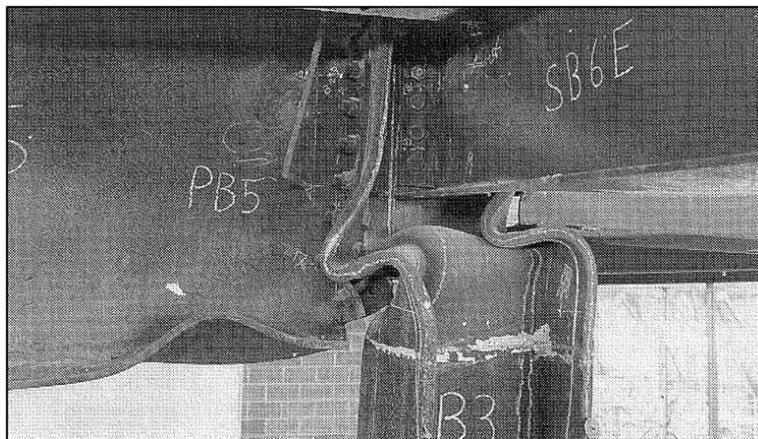


Fonte: adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas(2013)

A ocorrência de elevadas temperaturas podem ter origem operacional ou acidental. O exemplo mais comum para o caso acidental é o de incêndio, para o qual as considerações de dimensionamento são expostas na norma ABNT NBR 14323:2013.

A Figura 19 exibe um trecho de uma estrutura após teste com incêndio. Nela é possível observar os elementos que entraram em escoamento durante o incêndio.

Figura 19 – Estrutura em aço após ensaio com incêndio



Fonte: Kirby (1997)

4.2 Barras tracionadas

4.2.1 *ELU para barras tracionadas*

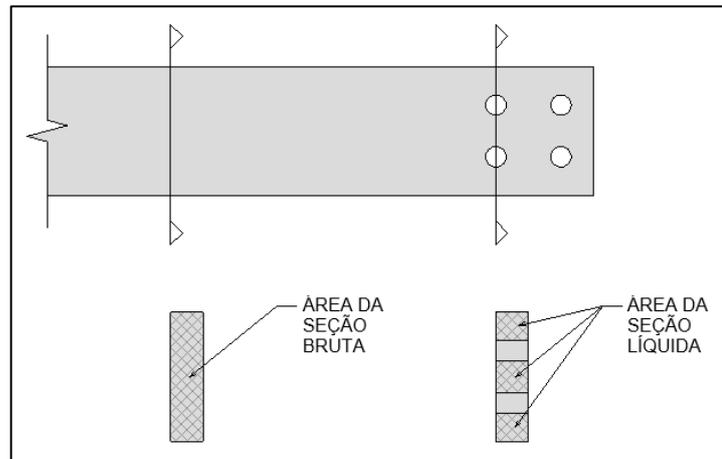
Além dos estados limites apresentados a seguir, outros podem ser relevantes em relação a barras tracionadas como os observados em chapas tracionadas (item 4.7). Mais especificamente: Esmagamento da parede do furo e Rasgamento furo-borda. Para barras tracionadas, estes estados limites são relativos aos elementos componentes da seção da barra e, ainda, aos pontos de ligações por conectores. Por isso, se julgou mais adequado que eles fossem abordados apenas no item relativo a chapas tracionadas.

Em outras palavras, e conforme já dito no item 2.2.5, barras, quando analisadas localmente, podem ter comportamento de chapas, cabendo ao engenheiro que faz a análise decidir como interpretar o caso específico que está sendo dimensionado.

4.2.1.1 *Escoamento da seção bruta*

Seção bruta consiste na seção cheia da barra, onde toda a seção resiste aos esforços (Figura 20). A seção líquida é a região em que apenas uma parte da seção resiste aos esforços.

Figura 20 – Seção bruta e líquida



Fonte: Elaborado pelo autor (2018)

No **escoamento da seção bruta** de uma barra tracionada, praticamente toda a peça está em escoamento, gerando grandes deformações. O **escoamento da seção líquida** não consiste um estado limite, pois apenas essa região entra em escoamento, não gerando grandes deformações (ANDRADE e VELLASCO, 2016). No caso, o estado limite último associado à seção líquida é a ruptura, que será estudado no item 4.2.1.2.

A norma NBR 8800:2008 estabelece a seguinte equação para verificação do estado limite último por escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (5)$$

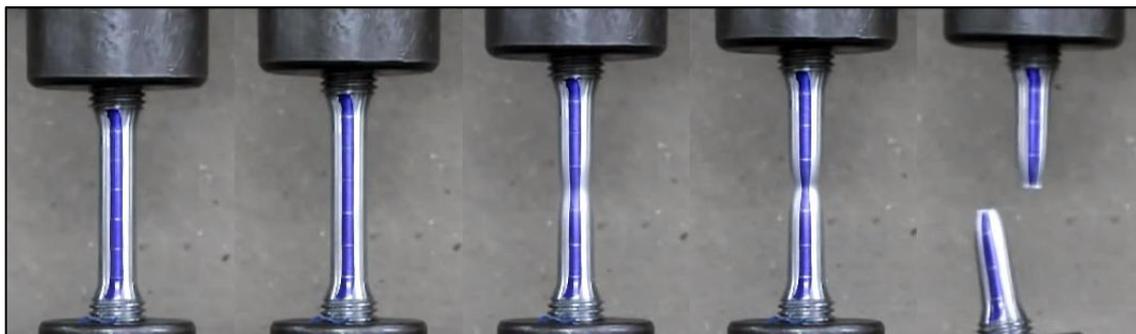
Onde:

A_g = área da seção bruta

f_y = resistência ao escoamento do aço

A Figura 21 mostra este tipo de estado limite, com escoamento seguido de ruptura.

Figura 21 – Barra em escoamento seguido de ruptura durante ensaio de tração



Fonte: www.youtube.com/watch?v=CMdKW09HWzs. Acesso em 23 jul. 2018.

4.2.1.2 Ruptura da seção líquida efetiva

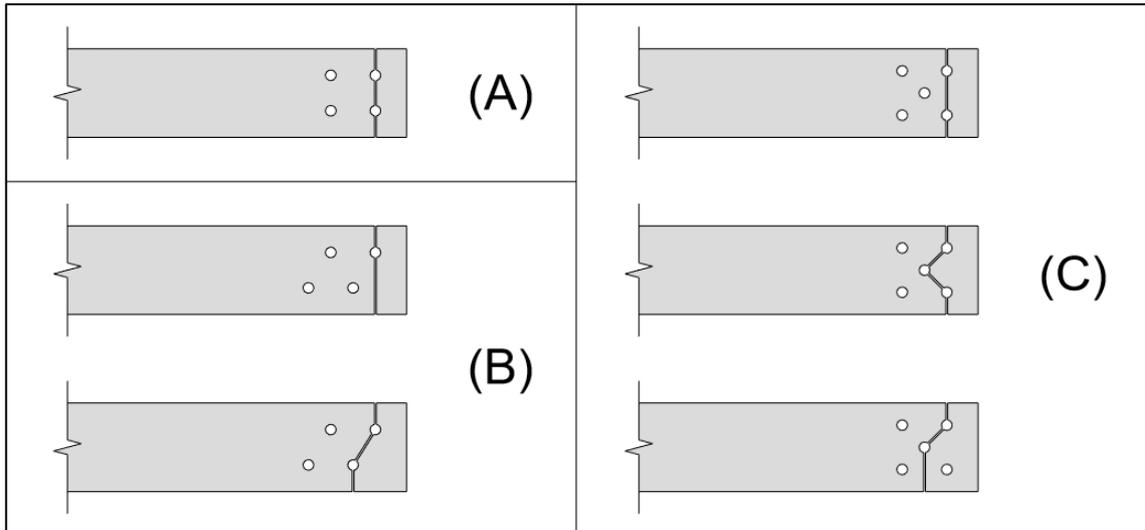
A **seção líquida** consiste na seção bruta com a possível redução de área devido à existência de furos (Figura 20), o que provoca a antecipação do escoamento nessa região (que nesse caso não consiste em um estado limite⁸, como citado anteriormente), sem afetar a carga de ruína. Na consideração da dimensão dos furos devem ser previstos acréscimos nas dimensões devidos às folgas dos furos em relação aos conectores e aos danos nas bordas dos furos. A norma NBR 8800:2008 estabelece critérios para determinar esses valores. A folga a ser considerada é definida no item 6.3.6 da norma e o dano nas bordas é definido em 5.2.4.1, recomendando-se 2,0mm para ligações parafusadas comuns.

Deve-se tomar cuidado também com a disposição dos furos, para se determinar a **seção líquida crítica**⁹ da barra, referente à linha de ruptura da barra. A Figura 22 mostra três exemplos de disposições feitas em barras de aço, com algumas seções líquidas possíveis.

⁸ Mais detalhes sobre essa consideração podem ser vistos em Andrade e Vellasco (2016), Cap. 3, p. 36.

⁹ Entende-se como *seção líquida crítica* a seção líquida que possua menor resistência à ruptura, não necessariamente sendo uma seção reta/transversal.

Figura 22 – Exemplos de furação em barras e possíveis áreas líquidas críticas



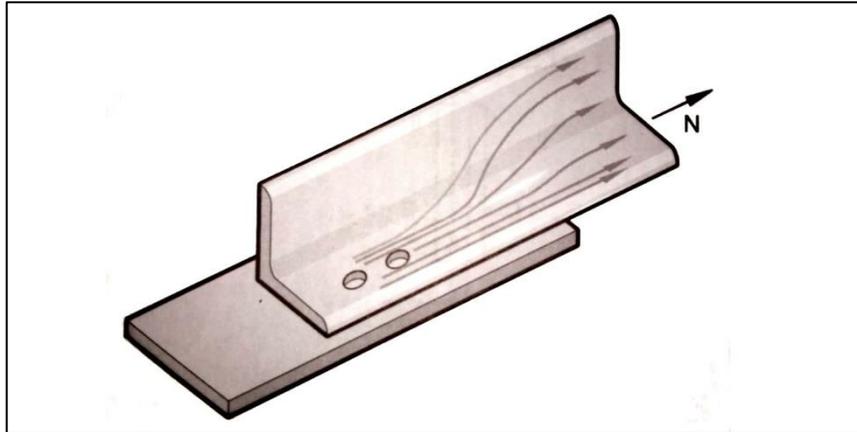
Fonte: elaborado pelo autor (2018)

Nos casos em que os furos seguem um alinhamento cartesiano, como no *exemplo A* da figura, a seção líquida crítica é bem definida. Nos casos do *exemplo B*, deve-se avaliar qual das seções da figura será crítica. No *exemplo C*, é possível ver que geometrias de furação mais complexas conduzem a mais possibilidades de linhas de ruptura a serem estudadas.

A NBR 8800:2008, em seu item 5.2.4, estabelece critérios para medir as possíveis áreas líquidas, de forma a encontrar a menor delas (crítica), a partir da geometria da furação.

Deve-se considerar também, na verificação da ruptura da seção líquida, o fluxo de tensão que ocorre na peça. Isto acontece quando a ligação da barra é feita em apenas uma parte de seus elementos (Figura 23), seja por conectores ou por soldas. Assim, ocorre concentração de tensões, onde só uma região da seção está sendo solicitada, devendo-se desconsiderar nos cálculos a área da seção que não é solicitada. Desse modo, a área líquida considerada deve ser reduzida, obtendo-se uma **área líquida efetiva**.

Figura 23 – Fluxo de tensão em uma barra com apoio não uniforme



Fonte: Andrade e Vellasco (2016)

A NBR 8800:2008, em seu item 5.2.3, estabelece que a área efetiva é o produto da área líquida por um **coeficiente de redução da área líquida (C_t)**. No item 5.2.5 da norma são definidos os critérios para se obter o valor desse coeficiente de redução, incluindo considerações para barras com ligações soldadas. Para estas barras, a área líquida é considerada igual à área bruta, aplicando-se nessa variável o coeficiente C_t , para então se obter a área líquida efetiva.

Esta norma também define a seguinte equação para verificação do estado limite último por ruptura da seção líquida efetiva:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (6)$$

Onde:

A_e = área líquida efetiva da seção

f_u = resistência à ruptura do aço

Em barras rosqueadas, a verificação que deve ser feita na região da rosca é exibida no item 4.8.2.1.

A Figura 24 ilustra este tipo de ruptura, exibindo o resultado de um ensaio de tração em uma cantoneira.

Figura 24 – Falha por ruptura da seção líquida efetiva em barra tracionada

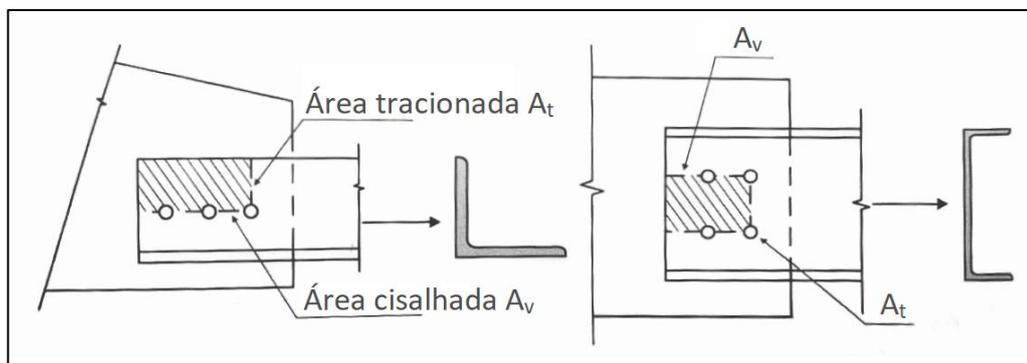


Fonte: Geethu, Unni Kartha e Usha (2014)

4.2.1.3 Ruptura em bloco

Também referido como *cisalhamento de bloco e colapso por rasgamento*¹⁰. Se trata da ruptura ao longo de uma linha de conectores, de forma que em alguns trechos ocorre cisalhamento e em outros ocorre tração. A Figura 25 mostra dois casos de cisalhamento em bloco. Na esquerda, o caso de uma face cisalhada e, na direita, duas faces cisalhadas.

Figura 25 – Colapso por cisalhamento de bloco



Fonte: Pfeil e Pfeil (2012)

¹⁰ A norma também considera a ruptura em bloco de ligações soldadas como *colapso por rasgamento*, tornando o termo mais abrangente.

Pfeil e Pfeil (2012) comentam que a resistência a esse tipo de ruptura é dada pela soma das resistências à tração e a cisalhamento nas regiões tracionadas e cisalhadas, respectivamente. A norma 8800:2008, item 6.5.6, mostra os critérios para esse tipo de colapso.

$$R_d = \frac{R_t + R_v}{\gamma_{a2}} \quad (7)$$

A resistência a tração é dada na situação de ruptura da área líquida tracionada:

$$R_t = C_{ts} \cdot A_{nt} \cdot f_u \quad (8)$$

Onde:

A_{nt} = área líquida tracionada

C_{ts} = coeficiente de redução¹¹, sobre a uniformidade da tensão na área tracionada

A resistência a cisalhamento pode ser tanto a ruptura na área bruta ou escoamento a cisalhamento na área líquida, devendo-se adotar o menor dos valores.

$$R_v = \begin{cases} 0,60 \cdot A_{nv} \cdot f_u \\ 0,60 \cdot A_{gv} \cdot f_y \end{cases} \quad (9)$$

Onde:

A_{nv} = área líquida cisalhada

A_{gv} = área bruta cisalhada.

A ruptura em bloco é ilustrada na Figura 26, onde é mostrado o resultado de um ensaio em um elemento tracionado com perfil cantoneira (ou “L”) com ligação parafusada.

¹¹ Pela norma NBR 8800:2008, o valor de C_{ts} é 1,0 quando a tensão é uniforme e 0,5 quando a tensão é não uniforme

Figura 26 – Elemento tracionado após ruptura em bloco



Fonte: Geethu, Unni Kartha e Usha (2014).

4.2.2 ELS para barras tracionadas

4.2.2.1 Vibrações excessivas

Barras tracionadas possuem rigidez axial bem maiores que sua rigidez à flexão. Assim, deslocamentos axiais não constituem um estado limite de serviço. Contudo, o problema de vibrações (devidas a impactos, vento, etc.) pode ser significativo. (ANDRADE e VELLASCO, 2016)

Para controlar o efeito das vibrações nesses elementos, usualmente se controla o valor de esbeltez da seção transversal.

Para a norma brasileira NBR 8800:2008, o valor da esbeltez máxima ($\lambda_{m\acute{a}x}$) da seção não deve superar o limite de 300. Tal valor é calculado conforme a equação abaixo.

$$\lambda_{m\acute{a}x} = \frac{L}{r} \quad (10)$$

Onde L é o comprimento da barra e r é menor raio de giração da seção

Ainda segundo a norma, esse limite não é aplicável para barras pré-tracionadas. Tal norma ainda possibilita o estabelecimento de novos limites de esbeltez por parte do responsável técnico pelo projeto de estruturas, mas sempre objetivando garantir adequado comportamento em serviço.

Mais informações sobre vibrações excessivas podem ser vistas na seção 4.1.1.2 deste trabalho. Outros estados limites de serviço também devem ser considerados, como foi dito na seção 4.1.

4.3 Barras comprimidas

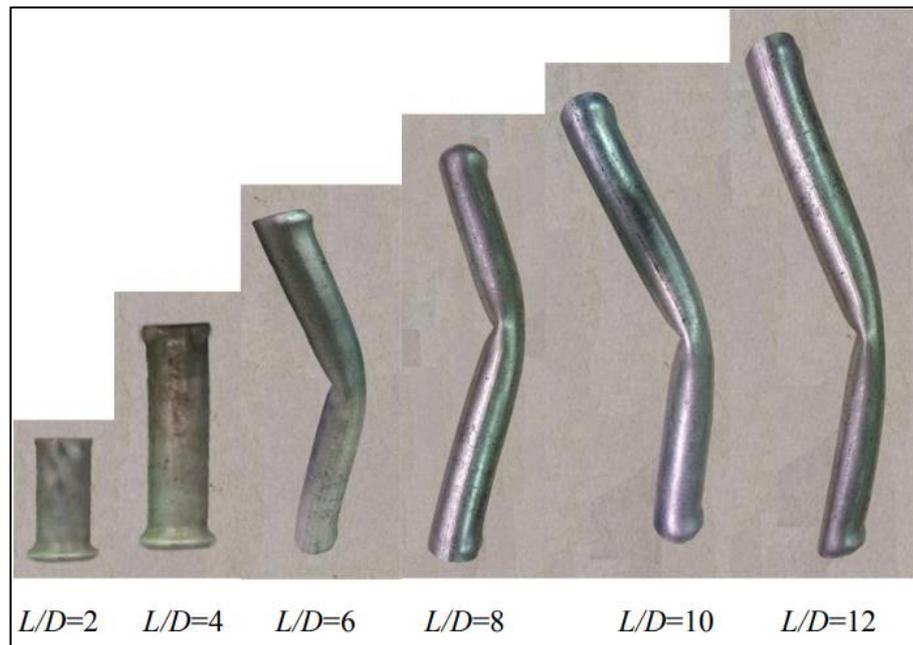
4.3.1 ELU para barras comprimidas

4.3.1.1 Plastificação da seção

Ocorre em barras compactas, com seções formadas por elementos de baixa relação largura/espessura (ou seja, elementos com pequena esbeltez global e local – como será definido nos próximos itens). (SOUZA, 2017)

A figura a seguir mostra os modos de falha de um tubo em aço galvanizado de acordo com diferentes relações entre diâmetro e altura.

Figura 27 – Modos de falha em compressão para várias relações L/D

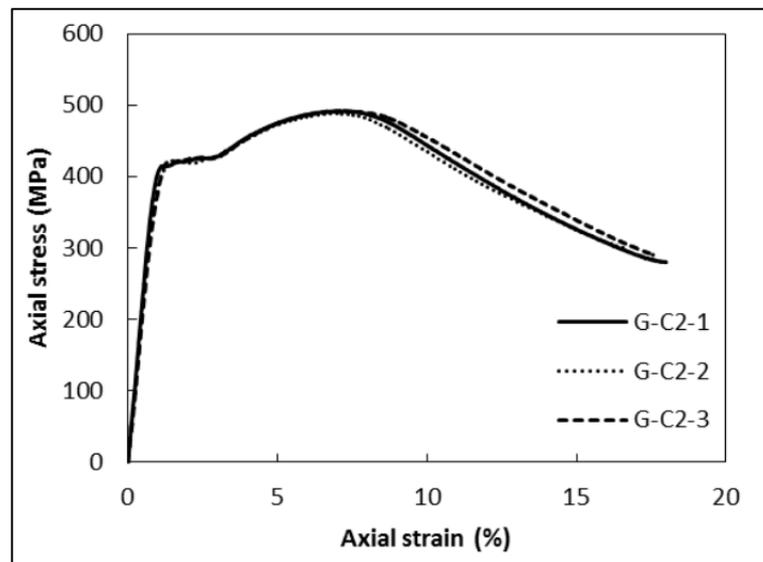


Fonte: Alhussainy, Sheikh e Hadi (2017)

A Figura 28 mostra o gráfico do resultado do primeiro caso ($L/D = 2$), feito com três corpos de prova. Nele é possível ver o patamar de escoamento em torno de 410 MPa e atingindo a máxima resistência em torno de 490 MPa. O estado limite último fica

caracterizado assim que o material atinge o escoamento, ocorrendo a plastificação da seção. O gráfico se dá dessa forma pois o elemento, por ser compacto (pouca esbelteza), não é suscetível aos modos globais de flambagem (o que será inicialmente estudado no item 4.3.1.2). Contudo, no exemplo dado, ainda está submetido aos modos locais, pois eles dependem da espessura das chapas que compõem a seção (será estudado no item 4.3.1.6), mesmo que a seção utilizada no ensaio (tubo) tenha grande resistência a esse modo de falha. Por isso, na Figura 27, é possível ver o surgimento de uma flambagem local, do tipo “pé de elefante”¹², que ocorre após o escoamento do material.

Figura 28 – Diagrama carga/deslocamento para barras comprimidas



Fonte: Alhussainy, Sheikh e Hadi (2017)

4.3.1.2 Considerações iniciais sobre flambagem global em barras comprimidas

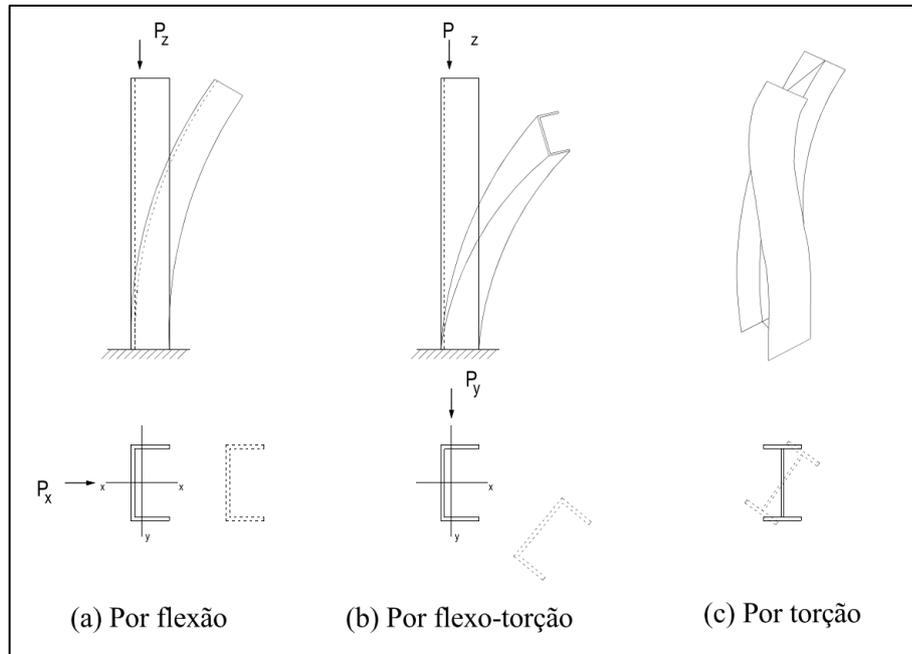
Existem três modos de flambagem global para barras comprimidas. São eles a flambagem por flexão, a flambagem por torção e a flambagem por flexotorção. A flambagem por flexão é o modo que mais ocorre em peças comprimidas, seguido pelo modo de flexotorção, e o menos comum é o de torção. (SOUZA, 2017)

Segundo Pfeil e Pfeil (2012), a flambagem por flexão se dá com a seção da barra se deslocando transversalmente. A flambagem por torção, quando a seção gira em torno de um

¹² Tradução direta do inglês: *elephant's foot buckling*

ponto, denominado centro de torção. A flambagem por flexotorção é uma combinação dos outros dois modos, com a barra se deslocando transversalmente e rotacionando. A Figura 29 ilustra os três tipos de flambagem.

Figura 29 – Modos de flambagem



Fonte: Souza (2017)

Analicamente, em seções **assimétricas**, os modos de flexão e torção ocorrem de maneira acoplada, ocorrendo flambagem por flexotorção. Para seções **monossimétricas**, podem ocorrer flambagem por flexão e por flexotorção. Já para o caso de seções **bissimétricas**, podem ocorrer as flambagens por flexão e por torção. (SOUZA, 2017)

Mesmo a barra estando sujeita a mais de um modo de flambagem, um dos modos é crítico para cada barra, dependendo das características de sua seção transversal. O modo de flambagem crítico é aquele que produz menor carga crítica de flambagem, ou seja, o modo que ocorre primeiro na barra. Cabe ao engenheiro conhecer o tipo de perfil que utilizará em projeto e decidir qual dos modos é prioritário para cada caso.

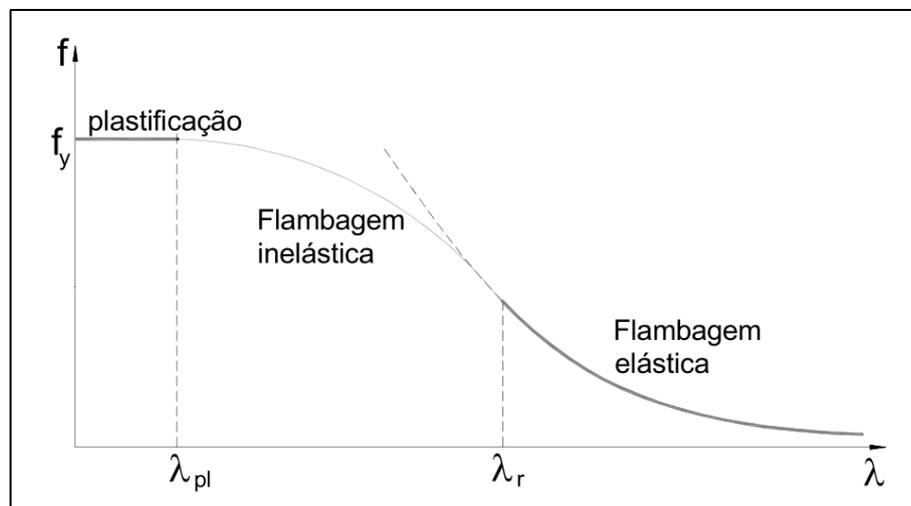
Em perfis I, H ou de seção fechada, a flambagem por flexão é determinante. Em perfis de seção aberta, como U e L, as flambagens por torção e flexotorção passam a ser determinantes nos casos de pequena esbeltez. Nos casos de maior esbeltez, a flambagem por flexão é determinante. (PFEIL e PFEIL, 2012)

Vale destacar que as flambagens por flexão, torção e flexotorção **não alteram o formato da seção**, apenas a transladam e rotacionam. Os modos de flambagem que alteram o

formato da seção (flambagem local e distorcional) serão estudados logo após esses três primeiros modos.

A Figura 30 exibe o comportamento global de uma barra comprimida, de acordo com a esbeltez de sua seção. Como dito anteriormente, barras compactas sofrem plastificação da seção. Barras mais esbeltas podem sofrer de flambagem inelástica (que considera a teoria plástica do dimensionamento) ou de flambagem elástica. A questão da flambagem elástica e inelástica será mais bem desenvolvida no item a seguir.

Figura 30 – Relação esbeltez *versus* tensão resistente de uma barra comprimida



Fonte: Souza (2017)

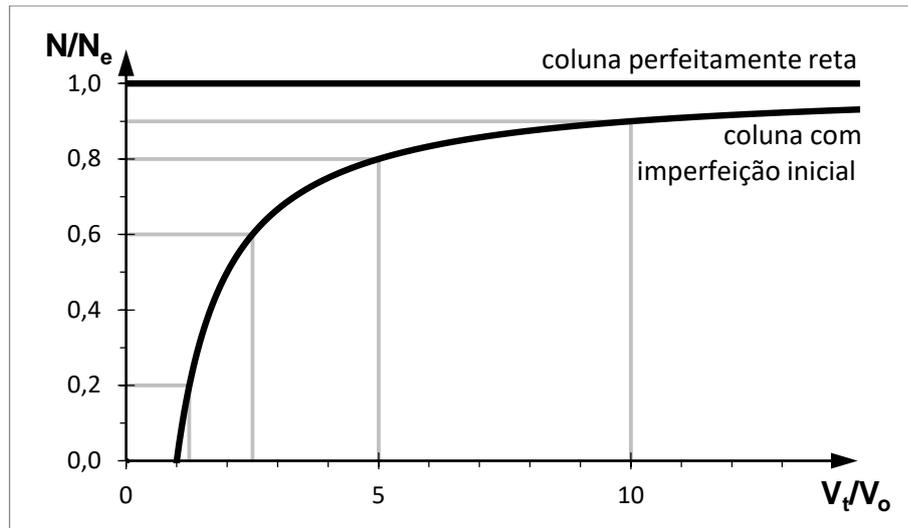
4.3.1.3 Flambagem por flexão

É um fenômeno de instabilidade global. Segundo Andrade e Vellasco (2016), o comportamento das barras comprimidas quanto a flambagem são usualmente formulados para situações ideais (barras retas, material elástico linear e sem esforços internos). Nessa situação, ocorre a “flambagem elástica”, com a peça atingindo a carga crítica de flambagem (N_e), acima da qual a peça se encontra em equilíbrio instável.

Contudo, o dimensionamento desses elementos à flambagem deve incluir considerações de imperfeições iniciais e de tensões residuais, além de considerar o regime plástico. Conforme pode ser visto na Figura 31, as **imperfeições iniciais** alteram o comportamento da barra de modo que quanto maiores as cargas aplicadas, mais os deslocamentos laterais crescem, de maneira a convergir ao resultado ideal. Para o modelo

teórico, perfeitamente reto, assim que se atinge a carga N_e , todo deslocamento é válido. Enquanto para o modelo com imperfeições, há uma curva que prevê grandes taxas de deslocamentos para pouco acréscimo de carga, quando a carga se aproxima a N_e . (ANDRADE e VELLASCO, 2016)

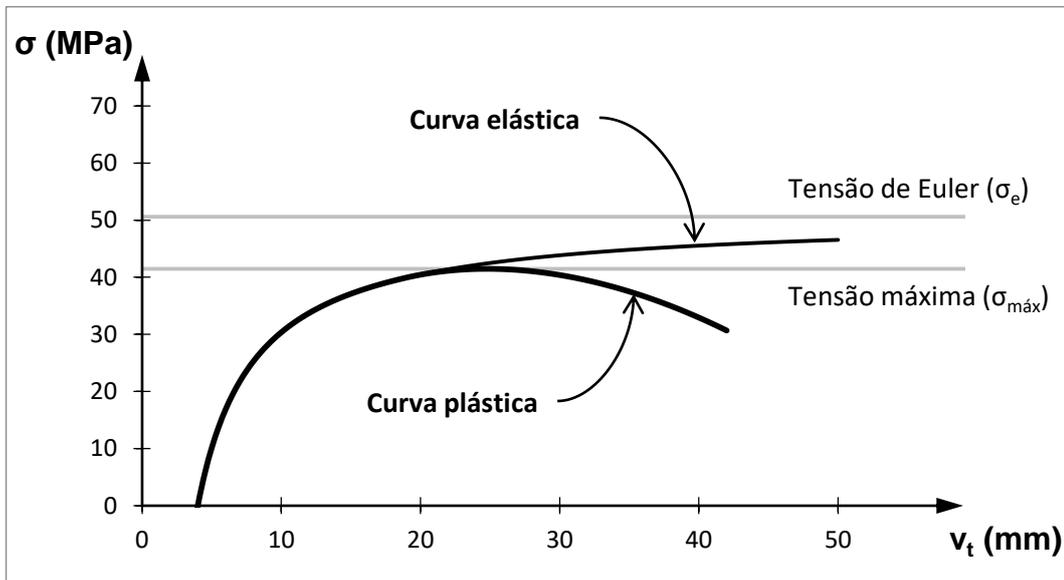
Figura 31 – Diagrama carga/deslocamento para barras comprimidas



Fonte: adaptado de Andrade e Vellasco (2016)

Ainda segundo os autores, em barras de menor esbeltez a carga crítica de flambagem é maior. Quando esse valor se encontra acima das tensões de escoamento a barra atinge primeiro esta tensão, causando plastificação parcial da seção da peça. Nesses casos, o dimensionamento deixa de ser elástico e passa a ser plástico. No Figura 32 são comparadas as curvas tensão/deslocamento para as condições de dimensionamento elástico e plástico.

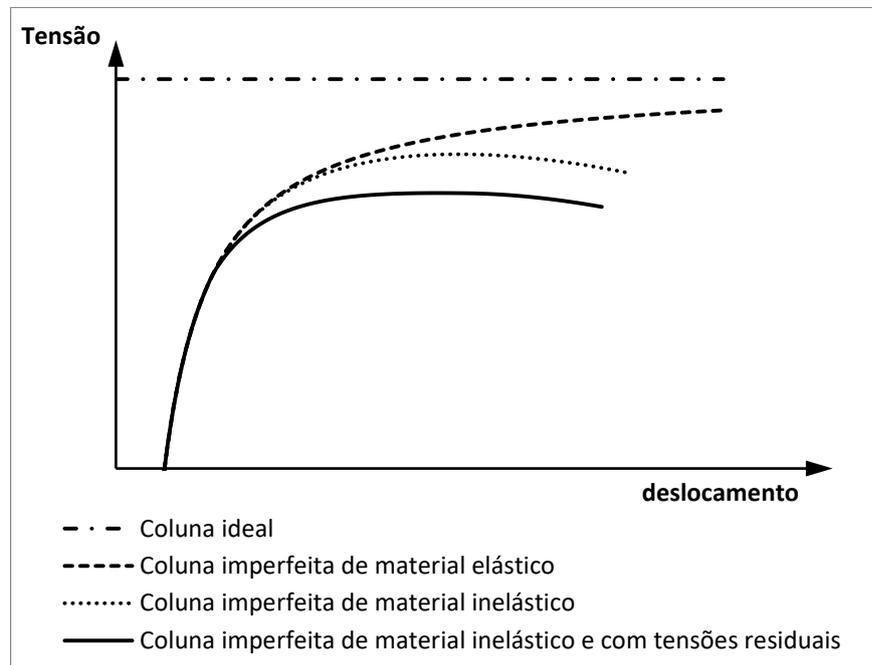
Figura 32 – Diagrama tensão/deslocamento para barras comprimidas: dimensionamento elástico *versus* plástico (modelo com $\lambda = 200$)



Fonte: adaptado de Andrade e Vellasco (2016)

No dimensionamento plástico, as **tensões residuais de compressão** influem diretamente na resistência do elemento. Com a diminuição dessa resistência, a curva plástica no Figura 32 fica mais abatida. Ou seja, os esforços residuais internos antecipam a formação da rótula plástica. A Figura 33 mostra a influência das diversas considerações, incluindo das tensões internas residuais, nas curvas de tensão/deslocamento.

Figura 33 – Influência das considerações no gráfico de flambagem tensão/deslocamento de uma barra comprimida



Fonte: adaptado de Pfeil e Pfeil (2012)

Em barras mais esbeltas, a flambagem que a barra está submetida é mais próxima da elástica, ou seja, o dimensionamento plástico é mais próximo do dimensionamento pela tensão crítica de Euler (σ_e). Por outro lado, em barras um pouco menos esbeltas, a flambagem se aproxima mais de modelos plásticos de falha. Contudo, naturalmente barras esbeltas possuem menor rigidez a deslocamentos laterais, portanto, menor resistência a flambagem.

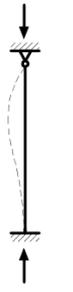
Outro fator bastante importante na resistência da barra à flambagem global é o **comprimento efetivo de flambagem**. Ele é função de dois fatores: o comprimento não travado e as condições de fixação na extremidade da barra. Esse comprimento é calculado como:

$$L_{fl} = K \cdot L \quad (II)$$

Onde K é o coeficiente de flambagem que depende das condições de apoio da barra e L é o comprimento real. Segundo Pfeil e Pfeil (2012), por definição o comprimento de flambagem é a distância entre os pontos de momento nulo da barra comprimida e deformada.

A Tabela 5 exemplifica alguns casos de fixação e o valor de K correspondente.

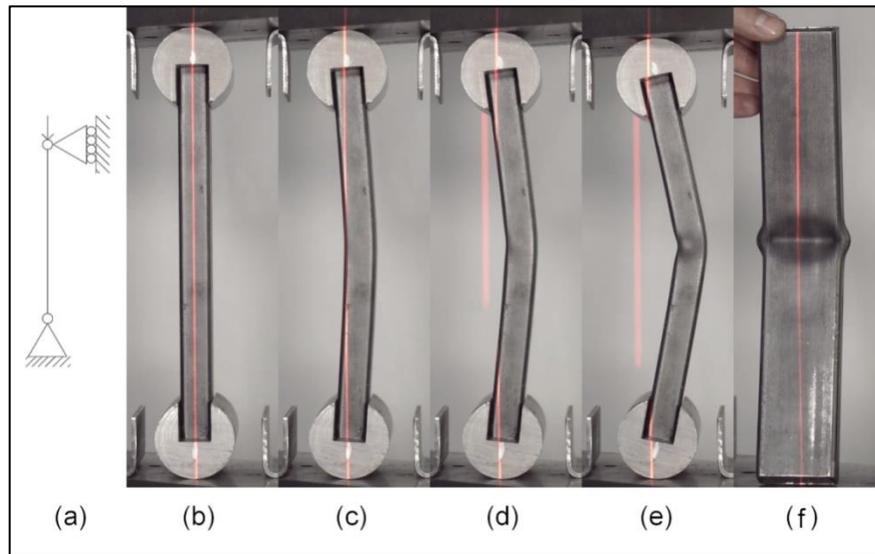
Tabela 5 – Exemplos de fixações e seus respectivos coeficientes de flambagem

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	 Rotação e translação impedidas  Rotação livre, translação impedida  Rotação impedida, translação livre  Rotação e translação livres					

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008)

As figuras a seguir exemplificam o comportamento de barras comprimidas quanto a flambagem por flexão. A Figura 34 mostra um ensaio de flambagem de uma barra bi-rotulada de aço ($f_y=275 \text{ N/mm}^2$) com seção retangular ($50 \times 25 \times 2,5 \text{ mm}$) e comprimento de 450 mm (caso 1). Do mesmo modo, as Figuras 35 e 36 apresentam ensaios com mesmo material, seção e condição de fixação, mas com comprimentos de, respectivamente, 870 (caso 2) e 1500 mm (caso 3). Nessas três figuras, o item (a) representa o modelo de análise. Os itens (b), (c), (d) e (e) representam, respectivamente, a situação da barra com a progressão do ensaio, sendo (b) a situação inicial indeformada e (e) a situação final. Nas duas primeiras figuras, o item (f) corresponde à vista lateral, após o ensaio.

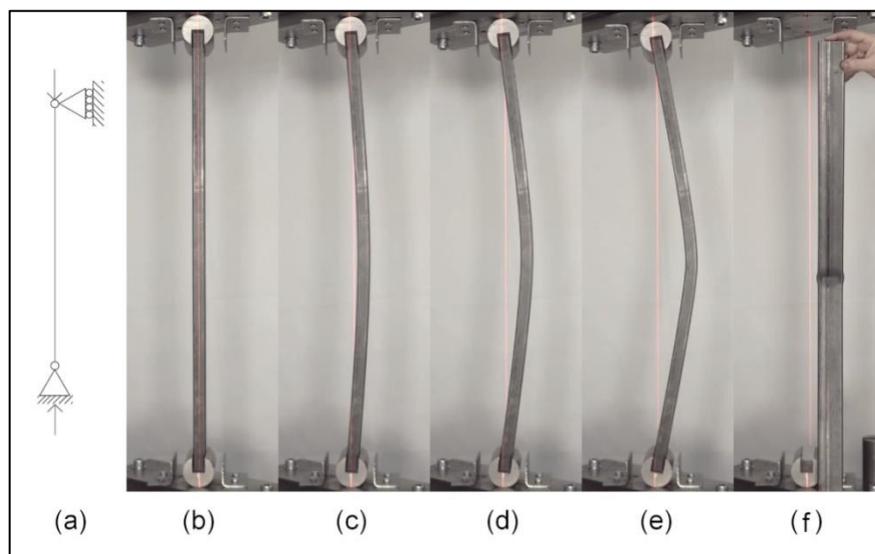
Figura 34 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – caso 1:
bi-rotulada e comprimento de 450 mm



Fonte: www.youtube.com/watch?v=jNwvub87l8o. Acesso em 23 jul. 2018.

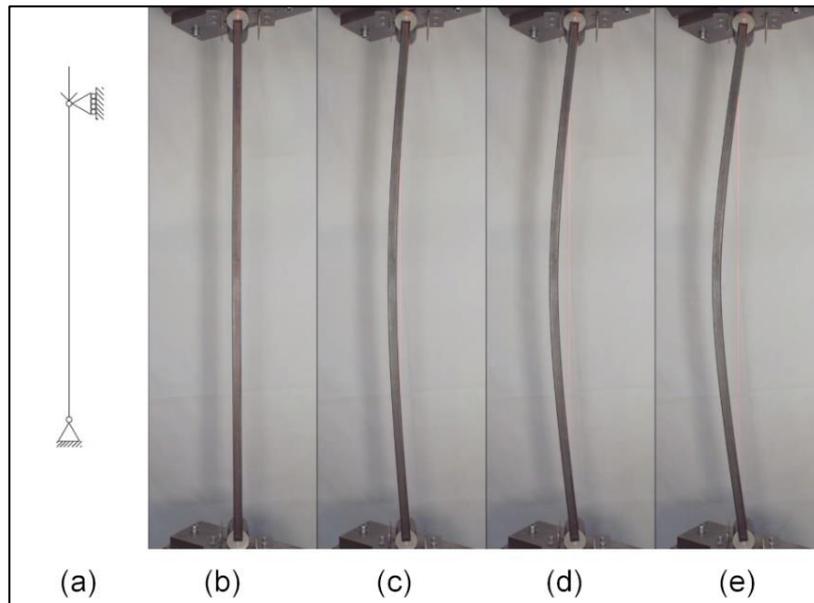
Da figura acima é possível observar o modo plástico de falha. Após a ocorrência da flambagem elástica por flexão, o tubo passa a ter uma interação entre flambagem global e local (que será melhor estudada no item 4.3.1.6) até a formação de uma rótula plástica. Isto ocorre devido à compacidade da barra e por características da seção tubular.

Figura 35 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – caso 2:
bi-rotulada e comprimento de 870 mm



Fonte: www.youtube.com/watch?v=xCMUOvwyn8w. Acesso em 23 jul. 2018.

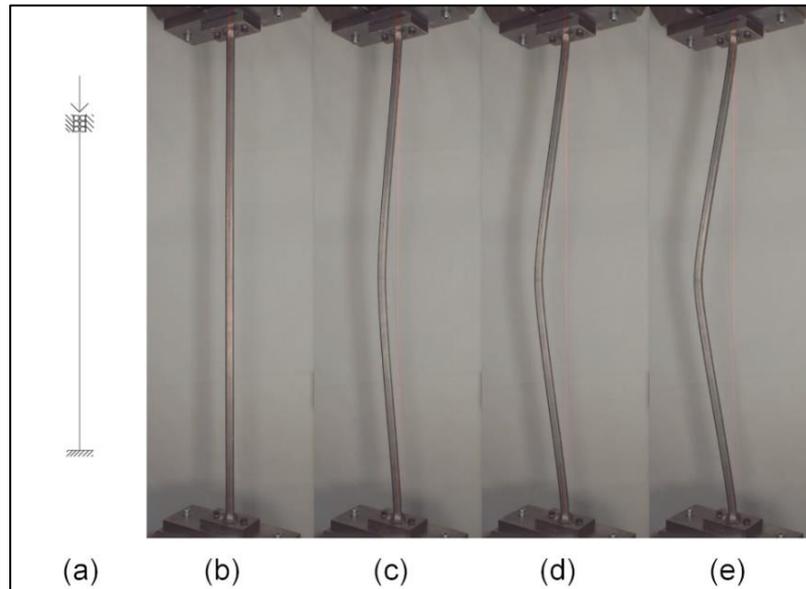
Figura 36 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – caso 3: bi-rotulada e comprimento de 1500 mm



Fonte: www.youtube.com/watch?v=Mm7gY118Muk. Acesso em 23 jul. 2018.

Da Figura 36 é possível observar o modo elástico de falha, devido à sua baixa compactidade. A Figura 37 mostra ensaio com material, seção e comprimento igual ao do caso 3, mas com fixação engastada na base e permitindo apenas deslocamento vertical no topo.

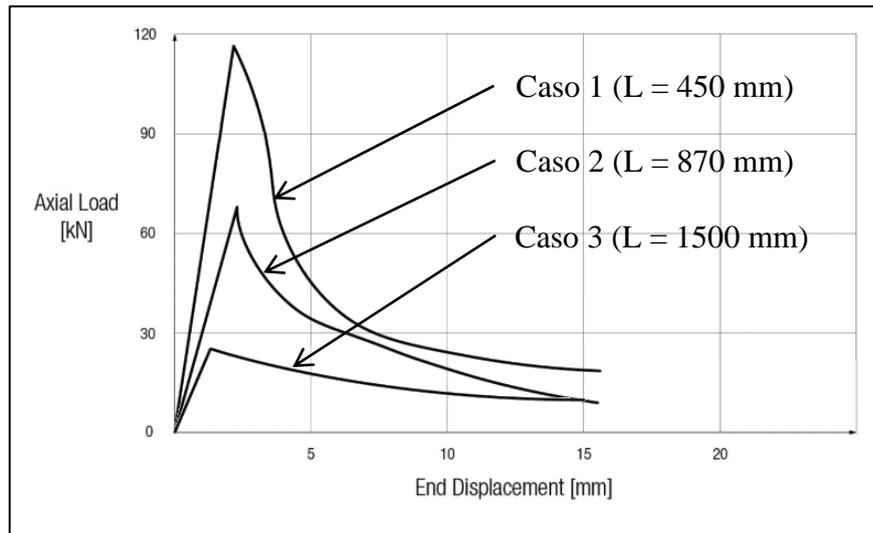
Figura 37 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – caso 4: com liberdade apenas no deslocamento vertical e comprimento de 1500 mm



Fonte: www.youtube.com/watch?v=Mm7gY118Muk. Acesso em 23 jul. 2018.

A comparação dos casos 1, 2 e 3 mostra a influência do comprimento destravado na resistência à flambagem por flexão de peças comprimidas. Esses resultados são mostrados no Figura 38.

Figura 38 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – comparação entre os resultados dos casos 1, 2 e 3

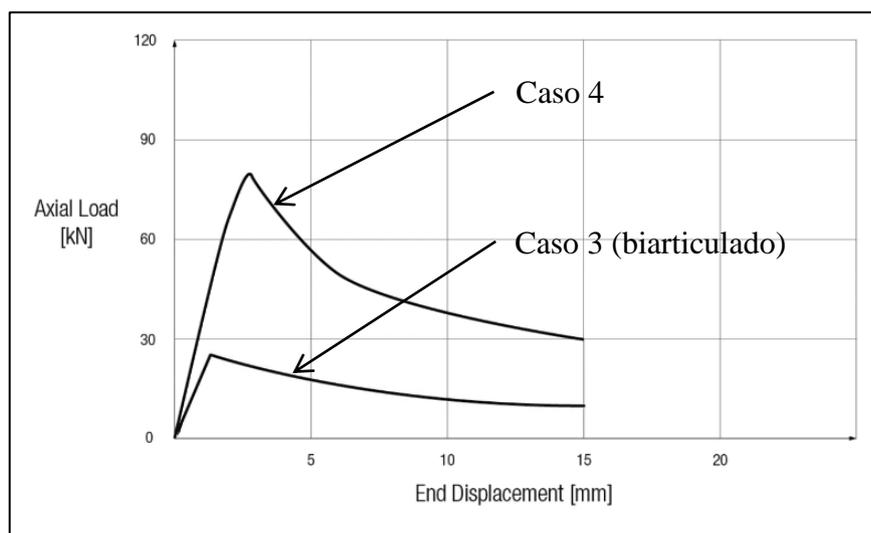


Fonte: adaptado de www.youtube.com/watch?v=jNwvub87l8o,
www.youtube.com/watch?v=xCMUOvwyn8w e
www.youtube.com/watch?v=164_5jGpFNM. Acesso em 23 jul. 2018.

Pela figura, percebe-se a grande influência do comprimento destravado na resistência a flambagem. As barras mais compridas falham por flambagem com cargas muito menores que as aplicadas nas barras mais curtas.

A comparação dos casos 3 e 4 mostra a influência do tipo de apoio na flambagem por flexão de peças comprimidas. Esses resultados são mostrados na Figura 39.

Figura 39 – Barra comprimida em ensaio de flambagem – comparação entre os resultados dos casos 3 e 4



Fonte: adaptado de www.youtube.com/watch?v=164_5jGpFNM e www.youtube.com/watch?v=Mm7gY118Muk. Acesso em 23 jul. 2018.

Pelo gráfico é possível observar que barras com apoios mais restritivos (fixos) possuem maior resistência à flambagem que as mesmas barras com apoios mais permissivos.

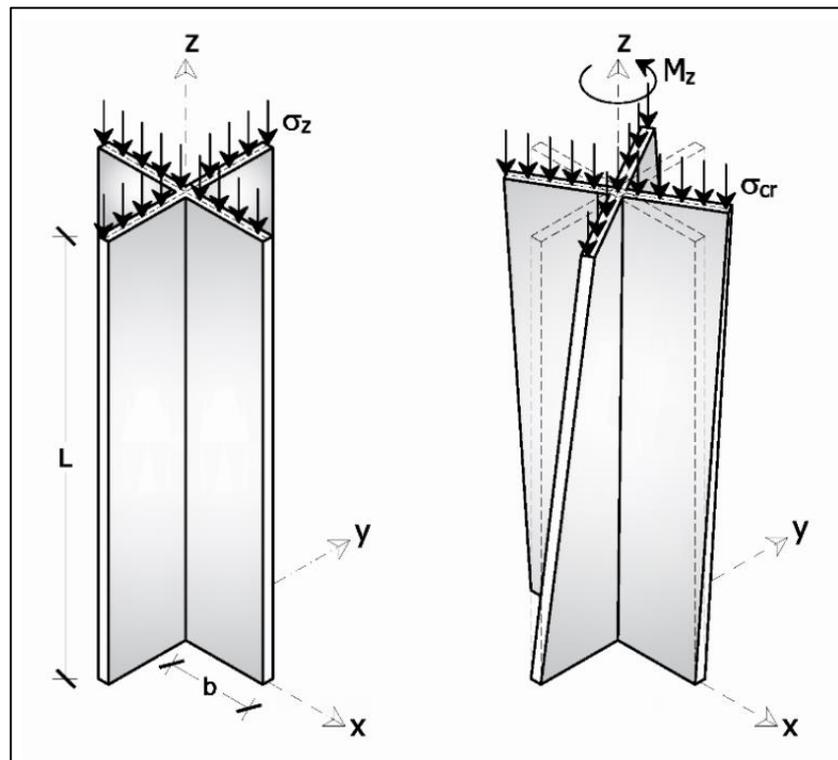
De maneira geral, na flambagem por flexão, o modo de falha ocorre inicialmente com a barra sofrendo deformações a taxas crescentes, até que os esforços na seção intermediária da barra façam ela se plastificar, formando uma rótula plástica naquele ponto, e atingindo, assim, o limite de resistência. O estado limite pode ficar caracterizado por dimensionamento elástico, em barras esbeltas, ou plástico, em barras compactas.

4.3.1.4 Flambagem por torção

A flambagem por torção é um fenômeno de instabilidade global. Por definição, este modo de flambagem ocorre em **seções duplamente simétricas**, com **baixa rigidez à torção**. São comumente associado a perfis cruciformes, formados por chapas muito finas, nos quais a flambagem ocorre quando as chapas que compõem o perfil flambam simultaneamente, em mesmo sentido (horário ou anti-horário). Nesse modo de flambagem, a barra deixa de ter apenas o esforço de compressão e passa a ter esforços de compressão e de cisalhamento. (SIMONELLI, 2017)

A Figura 40 ilustra esse tipo de flambagem em perfis de seção cruciforme.

Figura 40 – Barra de seção cruciforme em flambagem por torção



Fonte: Simonelli (2017)

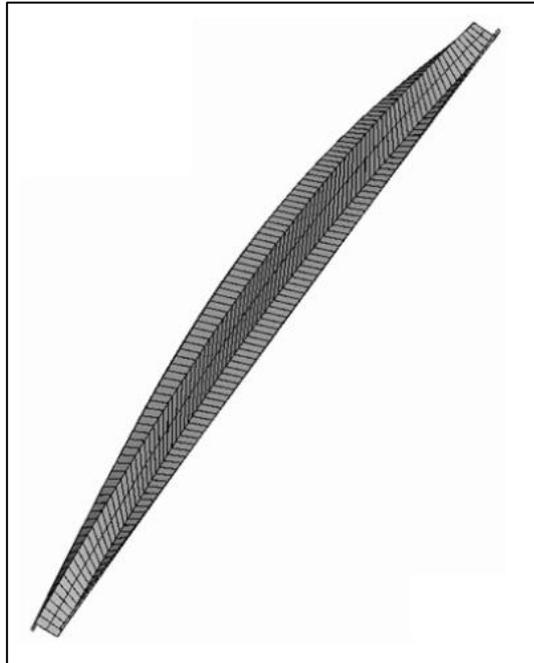
Conforme exibido por Souza (2017), a resistência de peças à torção é função do módulo de elasticidade (E), do módulo de elasticidade transversal (G), do momento de inércia à torção (I_t), da constante de empenamento (C_w), do raio de giração polar (r_0) e do comprimento efetivo de flambagem a torção. Analogamente ao que ocorre na flambagem por flexão, o comprimento efetivo de flambagem a torção é função do comprimento destravado da peça e das condições de apoio nos travamentos, sendo essas condições relativas especificamente à restrição à rotação.

4.3.1.5 Flambagem por flexotorção

É um fenômeno de instabilidade global. Pode ser entendido como a simultaneidade das flambagens por flexão e por torção. Assim, o perfil sofre flexão no eixo de menor inércia e torção em torno do centro de torção. Desse modo, a seção transversal é rotacionada e deslocada transversalmente. Em perfis leves com chapas finas dobradas, esse modo de flambagem é frequentemente determinante no dimensionamento. (PFEIL e PFEIL, 2012)

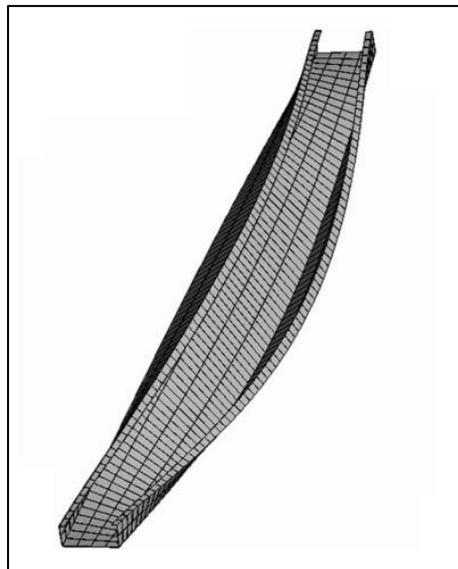
Como dito anteriormente, ocorre em **seções assimétricas e monossimétricas**. Na Figura 41, é mostrado a flambagem por flexotorção em um perfil de seção assimétrica (Z). Já na Figura 42, esse modo de flambagem em um perfil monossimétrico (U enrijecido).

Figura 41 – Flambagem por flexotorção
com perfil Z



Fonte: Zhang et al. (2016)

Figura 42 – Flambagem por flexotorção
com perfil U enrijecido



Fonte: Zhang et al. (2016)

4.3.1.6 Flambagem local

Este modo de flambagem é um fenômeno de instabilidade local, ocorrendo nos elementos comprimidos que compõem as seções das barras. Como os perfis metálicos normalmente são compostos de chapas planas, ao serem comprimidas, essas chapas podem flambar antes do perfil como um todo. (ANDRADE e VELLASCO, 2016)

A tensão crítica de flambagem elástica para uma chapa comprimida é dada por:

$$\sigma_e = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (12)$$

Onde **b** é a largura da chapa e **k** é o coeficiente de flambagem elástica da chapa. O valor de **k** depende das condições de apoio lateral da chapa e da relação entre largura e comprimento da chapa. A relação (b/t) é denominada esbeltez local.

Estabelecendo-se as condições de apoio, e variando a relação largura e comprimento, é possível definir, graficamente, o menor valor possível de **k**.¹³ Para efeito de cálculo, é tomado esse menor valor de **k**. Assim, é possível gerar tabelas com esses valores mínimos de **k**, para diversas condições de apoio, para serem utilizadas nos cálculos.

O valor de **k** também pode ser generalizado para diversos tipos de carregamento (compressão, flexão e cisalhamento), se tornando também dependente dessas condições. Esses valores de **k** são apresentados em tabelas, com seus respectivos valores mínimos.

Segundo Andrade e Vellasco (2016), as condições de apoio nos locais de aplicação da carga (ao longo da largura **b**) são pouco influentes no valor de **k**, e por isso apenas as condições laterais (ao longo do comprimento **L**) são importantes. Contudo, estudos mais detalhados podem exibir a influência dessa condição de apoio.¹⁴

A relação entre comprimento e largura também influencia no valor de **k**, mas apenas em chapas de menor comprimento em relação à largura. Para chapas de grande comprimento em relação à largura, como é o caso para elementos de seção de barras, os valores de **k** convergem e a influência dessa relação se torna desprezível.

¹³ Mais detalhes podem ser vistos em Andrade e Vellasco (2016)

¹⁴ Tal estudo pode ser observado no curso de mecânica das estruturas do Massachusetts Institute of Technology, lição 11: buckling of plates and sections (flambagem de placas e seções), publicado em 2013.

A Tabela 6 exemplifica diversos valores de k , para chapas comprimidas, a partir das condições de apoio lateral da chapa.

Tabela 6 – Flambagem local – valores típicos do coeficiente k

TIPO	ESQUEMA	k
Apoiada nos dois bordos (enrijecidas)		6,97
		5,42
		4,00
Apoiada em apenas uma das bordas (não enrijecidas)		1,277
		0,425

Fonte: Andrade e Vellasco (2016)

Elementos que possuem pequena esbelteza local, não estão sujeitos a flambagem local. A partir de um valor limite de esbelteza, os elementos passam a sofrer dessa instabilidade. As normas de dimensionamento (inclusive a NBR 8800:2008) estabelecem critérios para definir esse valor limite, de modo a definir se a flambagem local deve ou não ser considerada no dimensionamento. (PFEIL e PFEIL, 2012)

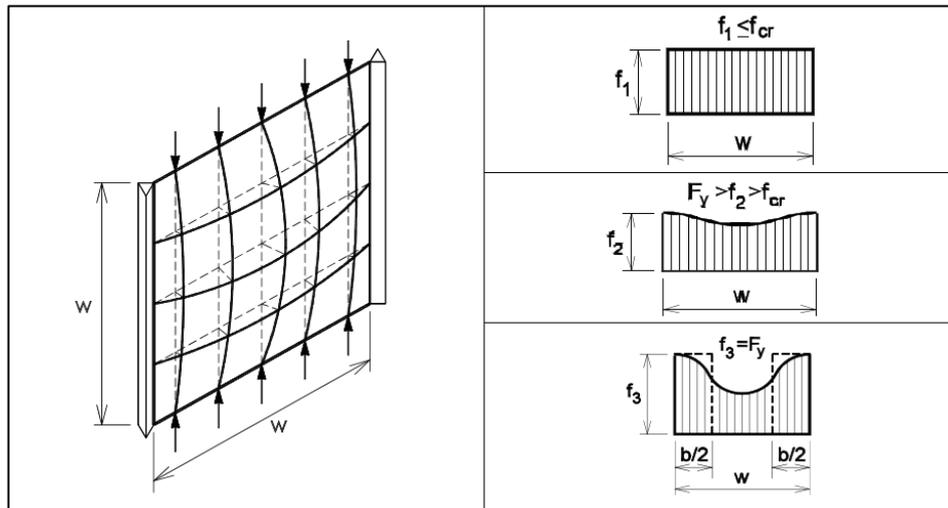
Souza (2017) afirma que, diferente do que acontece na flambagem global, o início da flambagem local não caracteriza o fim da capacidade resistente (ruína). O elemento passa a redistribuir os esforços, através do denominado efeito pós-crítico¹⁵.

Em barras que estejam sujeitas a flambagem local, as normas atribuem um coeficiente de flambagem local Q , que reduz a carga resistente da barra comprimida (PFEIL e PFEIL, 2012). Esse fator de redução tem função de considerar a perda de resistência ocasionada pela flambagem local, antecipando a plastificação da seção que, esta sim, caracteriza a ruína. Quanto ao comportamento pós-crítico, a Figura 43 ilustra a evolução da distribuição de tensões em uma chapa comprimida, até o esgotamento de sua capacidade

¹⁵ Este fenômeno é geralmente referido na literatura como “reserva de resistência pós-flambagem”

resistente. Nessa figura $f_1=f_{cr}$ corresponde ao início da flambagem local. A situação com $f_3=f_y$ corresponde o esgotamento da capacidade resistente, com a tensão máxima na chapa atingindo o valor de escoamento do material.

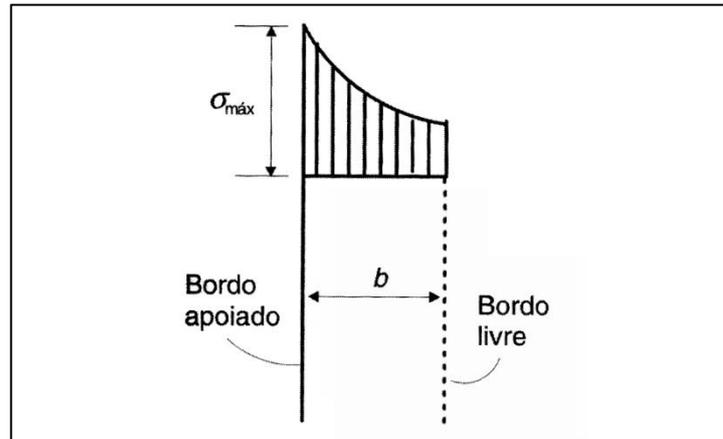
Figura 43 – Flambagem local – efeito pós-crítico (AA)



Fonte: Souza (2017)

Na figura é possível ver as linhas que delineiam a forma deslocada da chapa, após flambagem. Nas proximidades dos apoios a curvatura é menor do que nos trechos centrais. Assim, a rigidez dos trechos próximos aos apoios são maiores. Por essa diferença de rigidez, a distribuição de tensões deixa de ser linear e passa a se concentrar próxima aos apoios, até que se atinja o escoamento do material. Importante frisar que a distribuição de tensões desta figura é válida para o caso de chapas biapoiadas (AA). Chapas com só um lado apoio (AL) também terão concentração de tensões na borda apoiada, tendo uma distribuição diferente, como mostrado na Figura 44. Chapas isoladas, sem apoio lateral (LL), serão estudadas em 4.7.2.2.

Figura 44 – Flambagem local – efeito pós-crítico (AL)

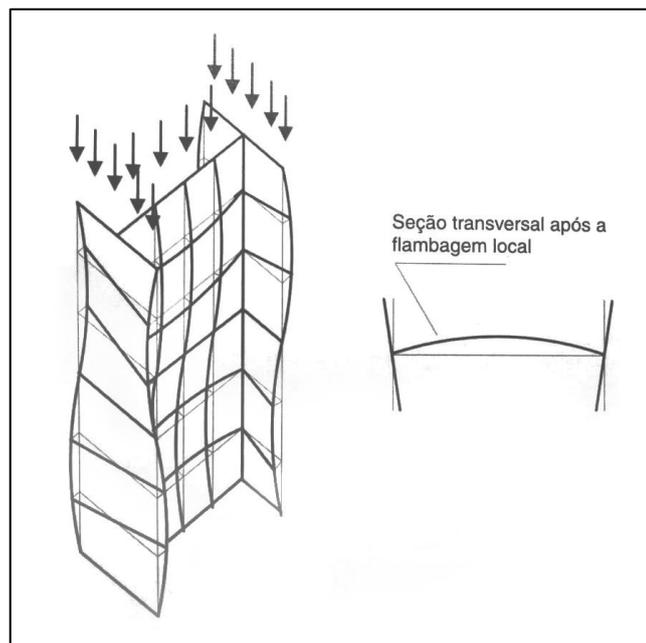


Fonte: adaptado de Pfeil e Pfeil (2012)

Analogamente à flambagem global, as imperfeições iniciais e as tensões residuais afetam a resistência da chapa comprimida à flambagem. Para considerar essas perdas de resistência, a NBR 8800:2008 assume redução de 30% do valor de esbeltez limite. (ANDRADE e VELLASCO, 2016)

Barras curtas, sob compressão, tendem a ter menor carga crítica de flambagem local que de flambagem global. A Figura 45 mostra uma barra desse tipo.

Figura 45 – Flambagem local – barra curta

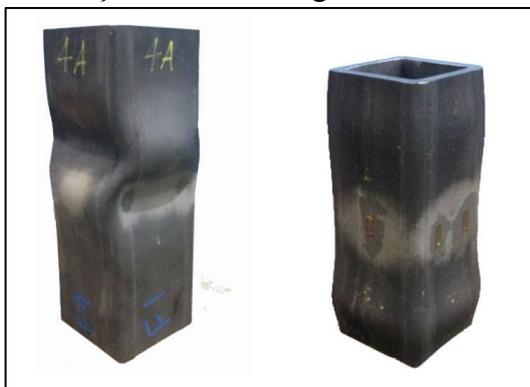


Fonte: Pfeil e Pfeil (2012)

No caso de barras esbeltas, compostas por chapas esbeltas, os modos de flambagem global do elemento e local da chapa ocorrem de maneira interativa. Assim a carga máxima resistente da coluna é reduzida. (PFEIL e PFEIL, 2012)

A Figura 46 mostra dois modos de flambagem local obtidos em ensaio com perfis tubulares de seção retangular. A Figura 47 mostra um modelo computacional para o mesmo tipo de seção. Da Figura 48 até a Figura 50, são ilustrados alguns modos de flambagem local possíveis em elementos estruturais comprimidos em aço.

Figura 46 – Flambagem local em perfis com seção tubular retangular em ensaio



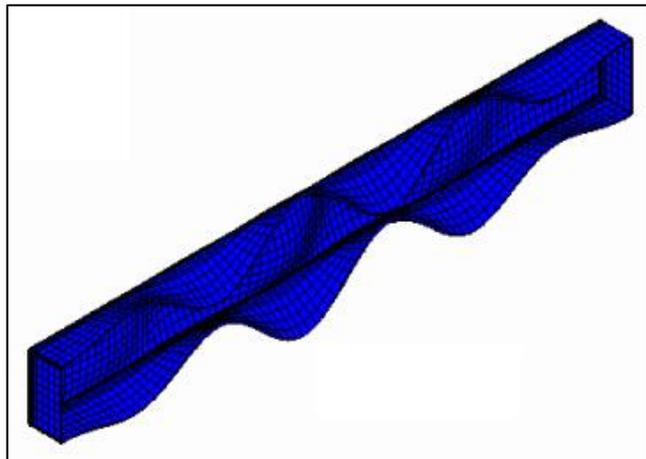
Fonte: Wang et al. (2017)

Figura 47 – Flambagem local em perfil com seção tubular retangular



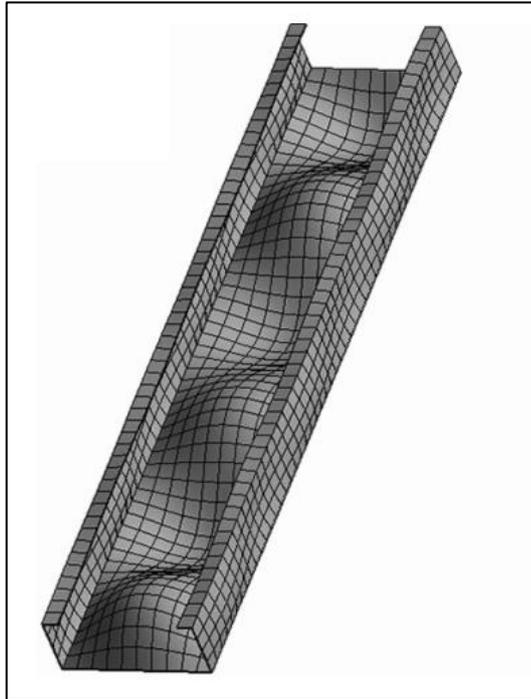
Fonte: Zhang et al. (2016)

Figura 48 – Flambagem local em perfil com seção U simples



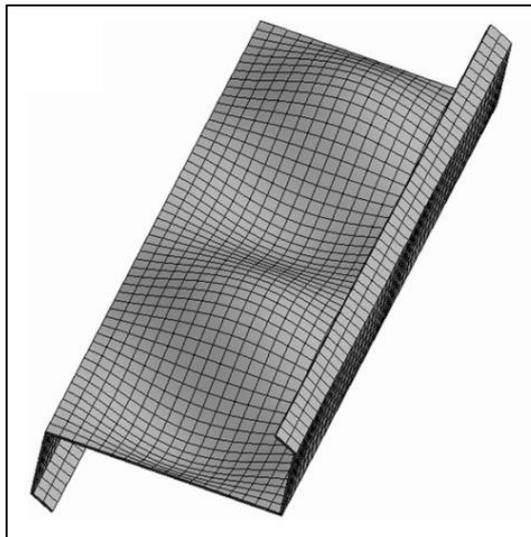
Fonte: Almeida e Munaiar Neto (2009)

Figura 49 – Flambagem local em perfil com seção U enrijecida



Fonte: Zhang et al. (2016)

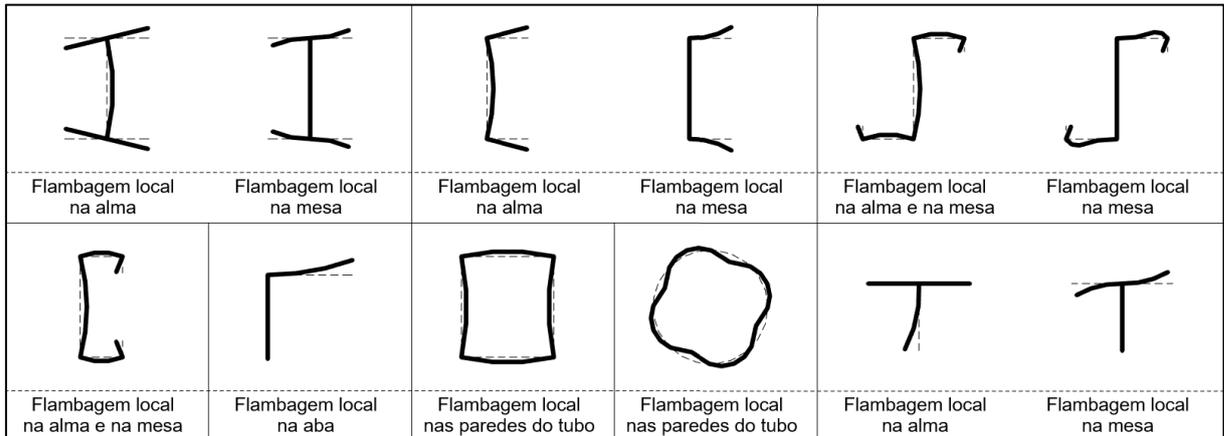
Figura 50 – Flambagem local em perfil com seção Z enrijecida



Fonte: Zhang et al. (2016)

A Figura 51 exibe alguns comportamentos de seções típicas em estruturas de aço após ocorrência flambagem local.

Figura 51 – Modos de flambagem local em barras comprimidas com seções usuais

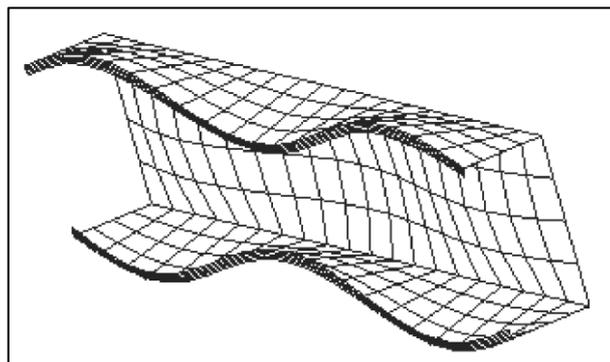


Fonte: elaborado pelo autor (2018)

4.3.1.7 Flambagem distorcional

Pouco comum para perfis laminados e soldados, este modo de flambagem pode ser crítico para perfis dobrados. Javaroni (2015) explica que esse tipo de flambagem é caracterizado pela perda de estabilidade das partes componentes do perfil, que sofrem rotações e deslocamentos, alterando, assim, a forma da seção. A Figura 52 mostra esse tipo de flambagem em um perfil do tipo U enrijecido.

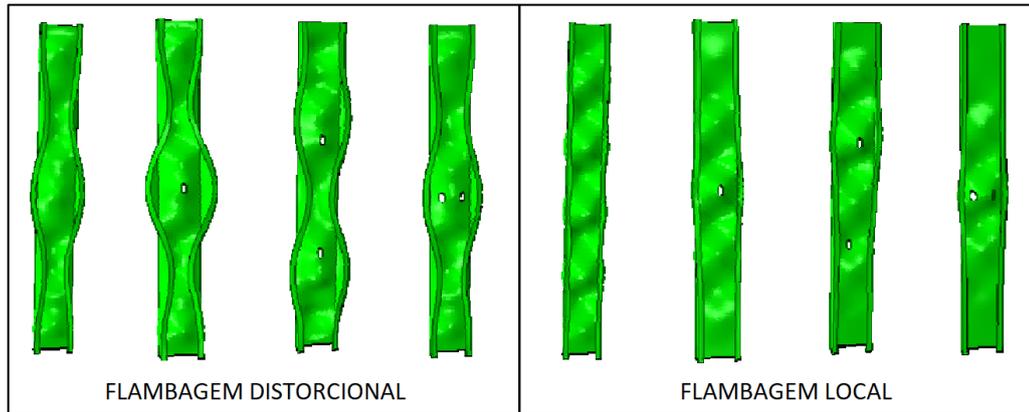
Figura 52 – Flambagem distorcional em perfil U enrijecido



Fonte: Chodraui (2003)

A Figura 53 exibe a comparação entre os modos de flambagem local e distorcional em um perfil de seção U enrijecida.

Figura 53 – Flambagem local e distorcional em perfil U enrijecido sob compressão

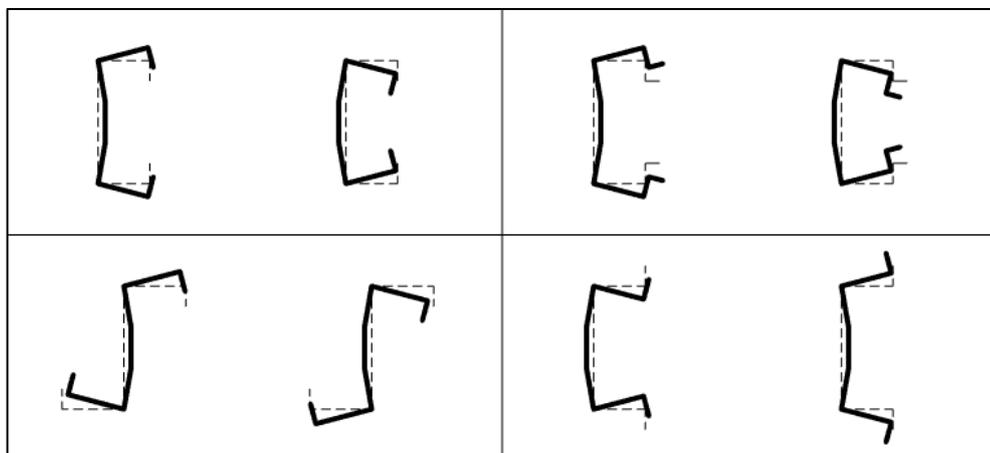


Fonte: Yao (2017)

A norma ABNT NBR 14762:2010 trata do dimensionamento de estruturas com perfis formados a frio e comenta sobre a consideração da flambagem distorcional. Segundo a norma, perfis U simples (sem enrijecimento de borda) não sofrem desse modo de flambagem, exceto em casos específicos (citado na norma o caso de barra sob flexão e com mesa tracionada fixa e mesa comprimida livre). Os critérios de dimensionamento de elementos comprimidos sujeitos a esse tipo de instabilidade são expostos no item 9.7.3 da norma. Nesse item também define critérios para que seções U enrijecido e Z enrijecido dispensem a consideração desse modo de flambagem.

A Figura 54 ilustra alguns modos de flambagem distorcional em perfis enrijecidos.

Figura 54 – Exemplo de seções comprimidas após flambagem distorcional



Fonte: elaborado pelo autor (2018)

Como dito no item 4.3.1.6, a flambagem local da seção não caracteriza o fim da capacidade de resistência da barra, pois há uma reserva de resistência devido ao efeito pós-crítico. Contudo, conforme destaca Javaroni (2015), na flambagem distorcional não há resistência pós-flambagem. Assim, a ocorrência deste modo de flambagem já caracteriza a falha da barra.

4.3.2 ELS para barras comprimidas

4.3.2.1 Vibrações excessivas

Assim como ocorre com as barras tracionadas, as vibrações em barras comprimidas é controlada pelas normas através de um limite de esbeltez. Assim, barras esbeltez, com grande flexibilidade, são evitadas.

Pfeil e Pfeil (2012) citam que, para edifícios, as normas brasileira (NBR 8800:2008) e americana (AISC 360-16) limitam a esbeltez da barra para 200.

Outros estados limites também podem ser críticos para o dimensionamento de elementos comprimidas em estruturas de aço. Tais considerações são explicadas no item 4.1.

4.4 Barras fletidas

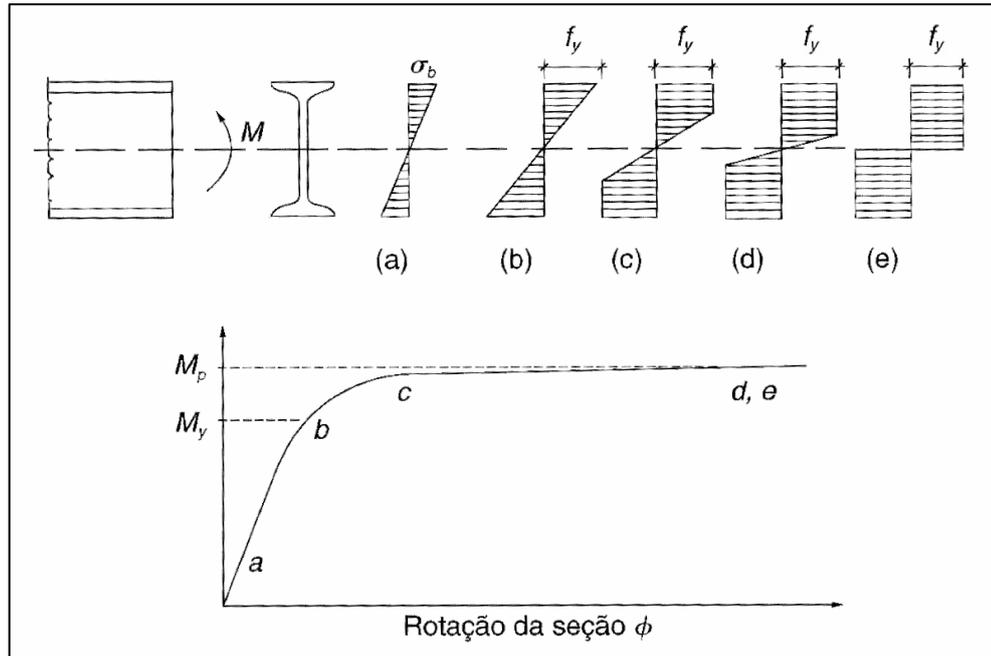
4.4.1 ELU para barras fletidas

4.4.1.1 Plastificação da seção

O início da plastificação em uma barra fletida se dá quando o ponto de maior tensão atinge o valor de escoamento, tendo sido aplicado um momento M_y (momento que inicia o escoamento). Contudo, o esgotamento da capacidade resistente se dá após essa situação, quando toda a seção se encontra plastificada, com formação de rótula plástica, ao ser aplicado um momento M_{pl} (momento de plastificação da seção transversal).

A Figura 55 mostra a evolução das tensões na seção transversal de um perfil desde o início do escoamento (b) até o esgotamento da capacidade de resistência com a formação da rótula plástica (e).

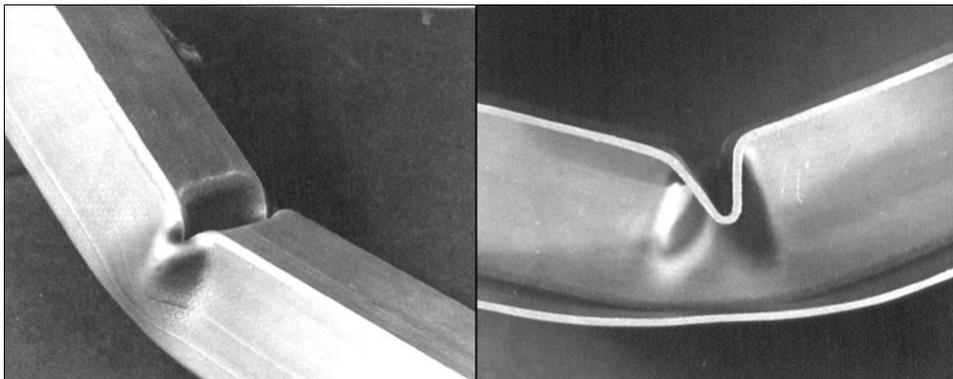
Figura 55 – Evolução do colapso por plastificação da seção



Fonte: Pfeil e Pfeil (2012)

A Figura 56 mostra o resultado de um ensaio de uma viga de seção retangular, após atingir o colapso plástico. Na esquerda da figura, a aparência externa. Na direita, o corte longitudinal da peça.

Figura 56 – Colapso plástico em tubo retangular fletido

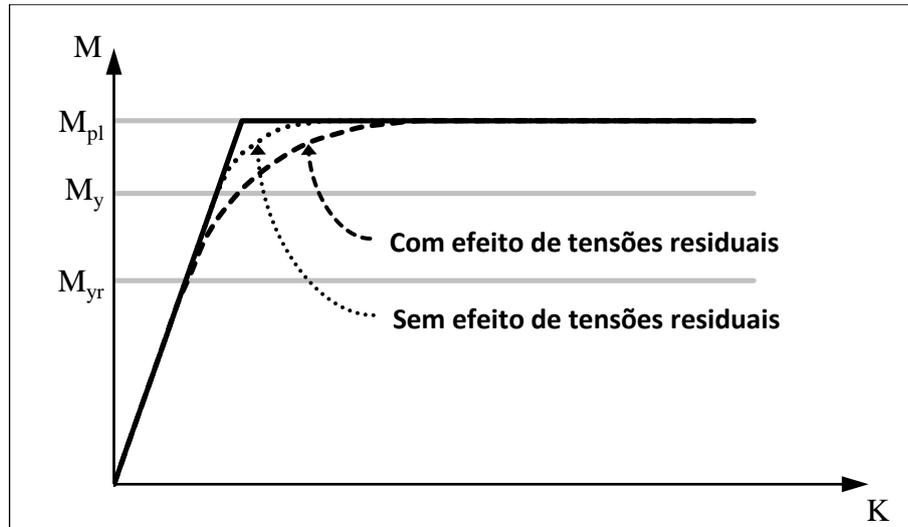


Fonte: Kecman (1979)

Andrade e Vellasco (2016) dizem que, assim como acontece para barras tracionadas, a ocorrência de tensões residuais antecipa o início do escoamento, mas não altera o momento último da seção.

O Figura 57 exibe a relação momento versus curvatura em uma barra sob flexão.

Figura 57 – Relação momento x curvatura em uma barra fletida



Fonte: adaptado de Andrade e Vellasco (2016)

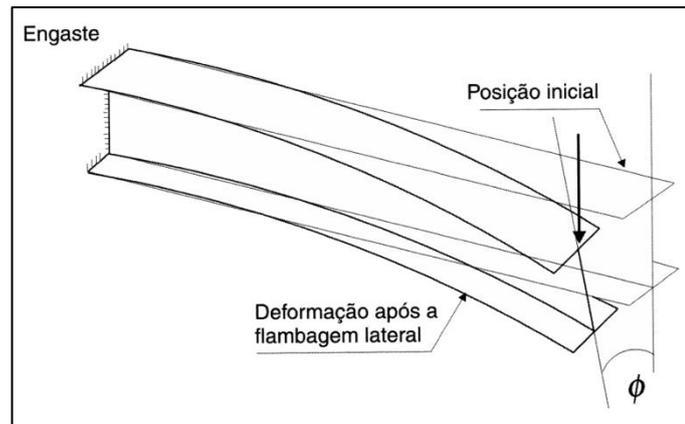
O estado limite último por plastificação da seção ocorre em barras de seção compacta (ver item 4.4.1.3), com pequena esbelteza nos elementos que compõem a seção, e que sejam suficientemente curtas. (PFEIL e PFEIL, 2012)

Desse modo, e segundo Javaroni (2015), perfis dobrados não atingem a plastificação total da seção, devido à grande esbelteza das chapas que compõem esses perfis.

4.4.1.2 Flambagem lateral com torção (FLT)

Único tipo de **flambagem global** ao qual barras sob flexão pura estão sujeitas. A flambagem lateral com torção (FLT) ocorre em vigas **sem contenção lateral** ou com **grandes comprimentos destravados**. A Figura 58 exibe o caso de FLT para viga engastada em balanço.

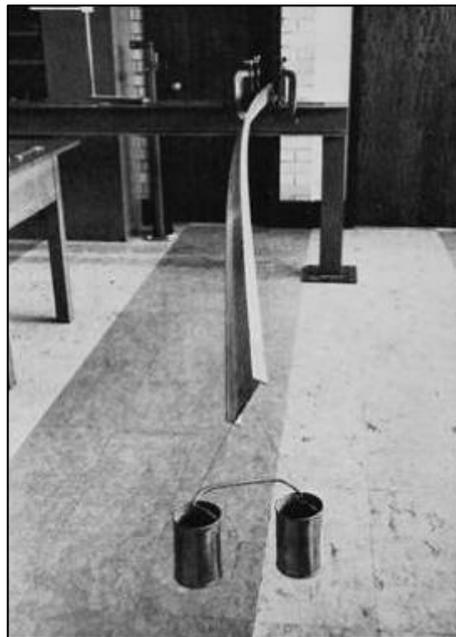
Figura 58 – FLT em viga em balanço



Fonte: Pfeil e Pfeil (2012)

A Figura 59 mostra a mesma condição da Figura 58, mas em um modelo real.

Figura 59 – FLT em viga em balanço: caso real



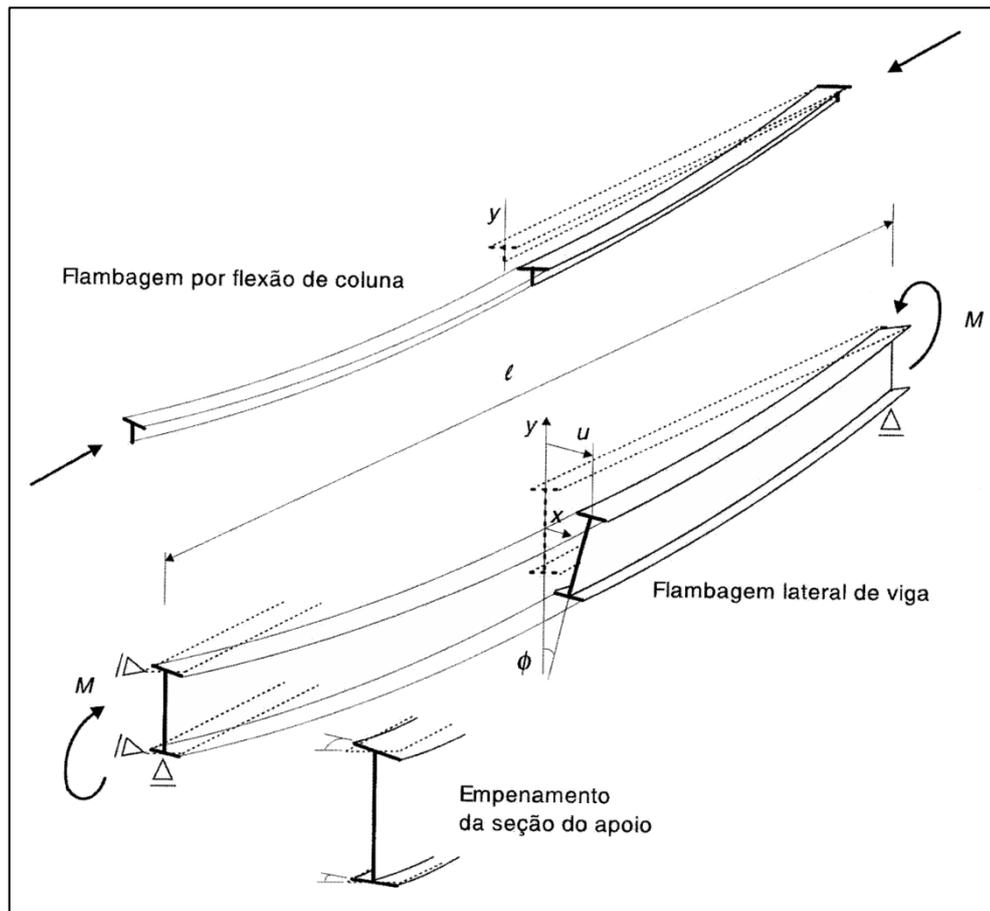
Fonte: Trahair (1993)

A FLT pode ser entendida como a flambagem por flexão da região comprimida da seção (análogo a barras comprimidas), travada verticalmente pela região tracionada. Como a mesa tracionada é estabilizada pela própria tração, o deslocamento lateral é restringido, deixando esse deslocamento desigual, ocorrendo praticamente apenas na área de compressão e causando a rotação (ϵ , conseqüentemente, torção do perfil). Esse fenômeno é acompanhado

do empenamento da seção, principalmente nos apoios (a seção deixa de ser plana, pois o deslocamento lateral desigual provoca rotação desigual próximo aos apoios). (PFEIL e PFEIL, 2012)

A Figura 60 exibe a FLT, e ilustra a analogia entre colunas e a região comprimida na flexão. Também exibe a ocorrência de empenamento na região próxima ao apoio.

Figura 60 – Flambagem lateral de viga biapoiada



Fonte: Pfeil e Pfeil (2012)

A resistência da viga à flambagem lateral com torção depende de características de esbeltez (em relação ao eixo de rotação lateral) da mesa comprimida, mas também das rigidezes à flexão e à torção da seção. Por isso, seções com grande rigidez ao deslocamento lateral (como vigas I sujeitas a carregamento no eixo de menor inércia) e com grande rigidez à torção (como tubos) não estão sujeitos a esse tipo de flambagem. (PFEIL e PFEIL, 2012)

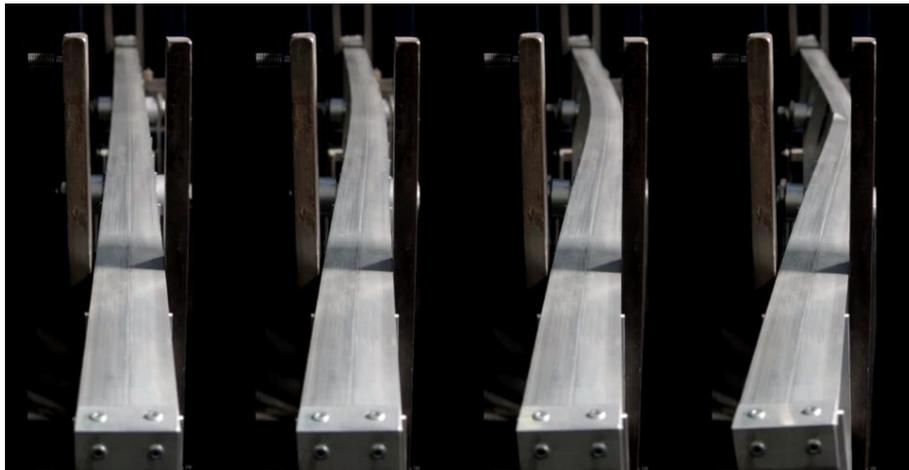
Assim como ocorre em colunas, nesse modo de flambagem global as condições de apoio também interferem na resistência do elemento, assim como o comprimento de flambagem (destravado). Ainda, analogamente aos casos de barras comprimidas com

flambagem com torção, a constante de empenamento (C_w) influencia na resistência à flambagem lateral com torção da barra.

Segundo Pfeil e Pfeil (2012), para vigas sujeitas a momento fletor assimétrico (fora de um dos eixos de simetria), o momento resistente deve ser avaliado levando-se em consideração a compatibilização dos momentos nos eixos principais da seção.

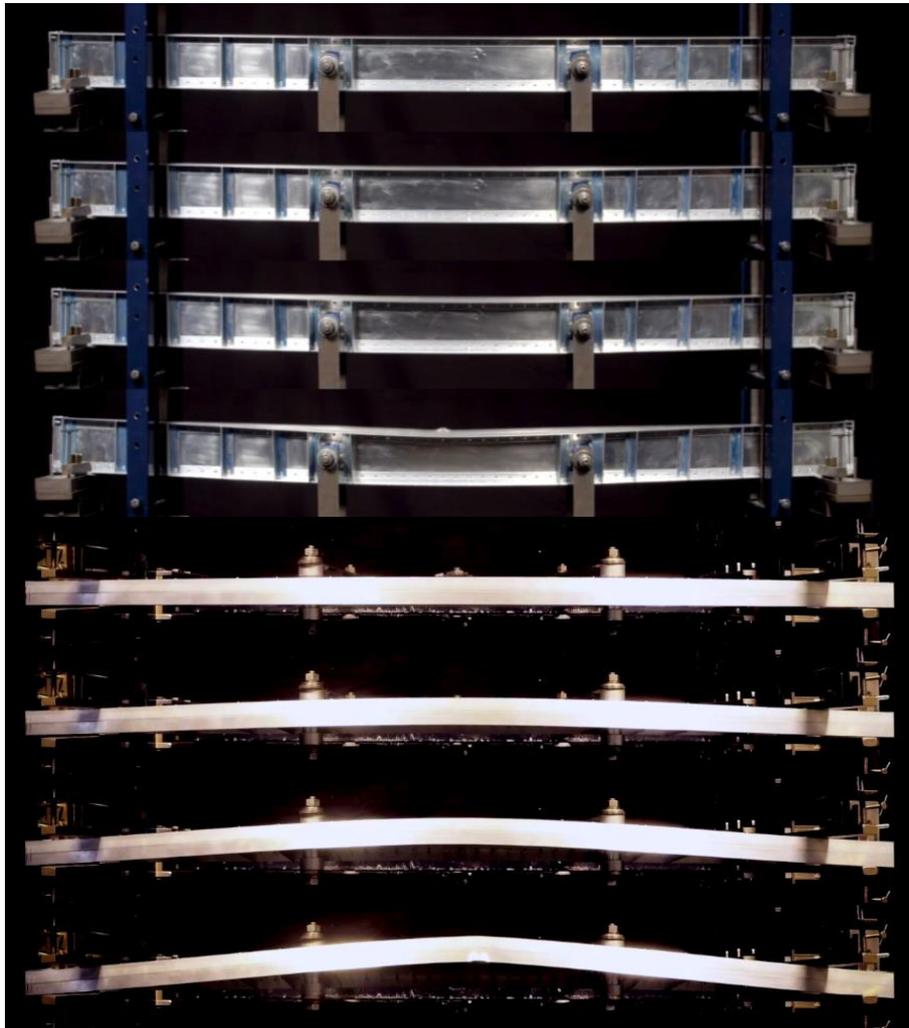
A Figura 61 mostra a evolução da falha por flambagem lateral por torção em uma viga fletida, em quatro situações. Na primeira, o estado inicial antes da flambagem e, na quarta, a situação final de colapso. No exemplo dessa figura, o material da viga é alumínio, mas o conceito é analogamente válido para uma viga em aço. A Figura 64 mostra o mesmo ensaio, com os mesmos quatro instantes, mas dos pontos de vista superior e lateral.

Figura 61 – Evolução Flambagem lateral com torção em viga de alumínio: vista transversal



Fonte: www.youtube.com/watch?v=bclrDoL6WSA. Acesso em 28 ago. 2018.

Figura 62 – Evolução Flambagem lateral com torção em viga de alumínio: vistas lateral e superior

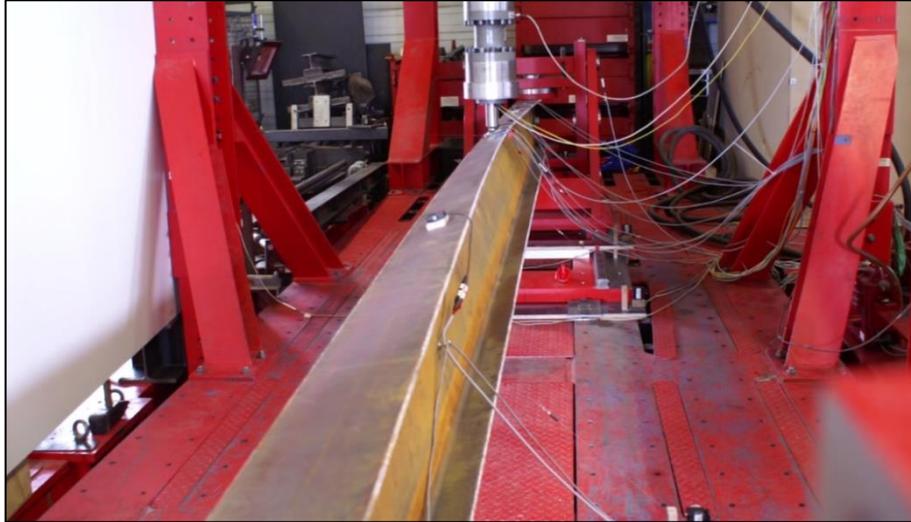


Fonte: www.youtube.com/watch?v=bcIrDoL6WSA. Acesso em 28 ago. 2018.

Das imagens é possível ver que o modo de falha se deu inicialmente com a flambagem global por FLT, que então progrediu para uma flambagem local na mesa comprimida, no centro da viga.

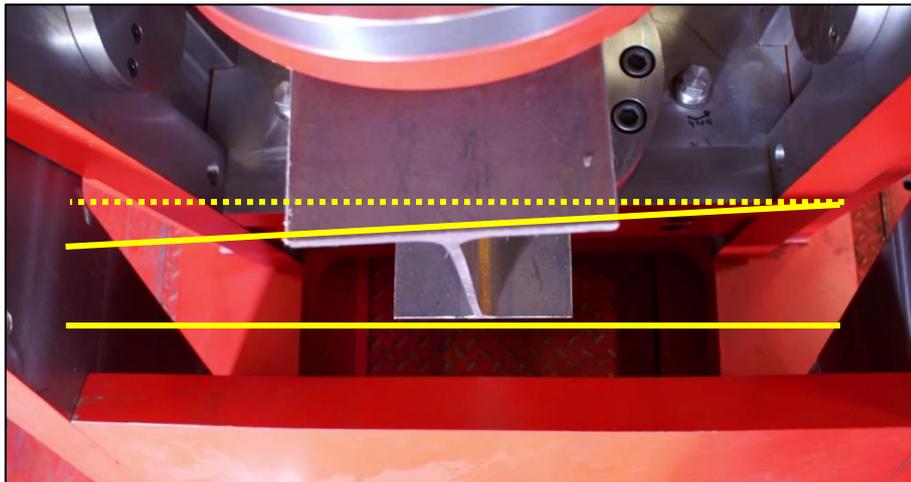
A Figura 63 mostra uma viga em aço que sofreu flambagem lateral com torção durante um ensaio. Deste mesmo ensaio, a Figura 64 mostra o empenamento na seção próxima ao apoio e a Figura 65 mostra os resultados de deslocamento vertical e lateral.

Figura 63 – Ensaio de FLT em viga de aço



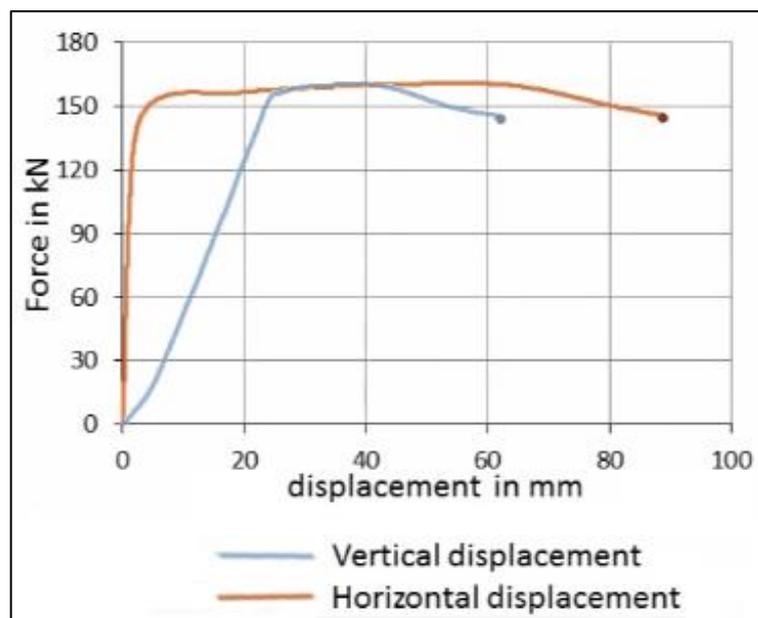
Fonte: www.youtube.com/watch?v=8vb-duSRZAI. Acesso em 28 ago. 2018.

Figura 64 – Ensaio de FLT em viga de aço: empenamento da seção



Fonte: www.youtube.com/watch?v=8vb-duSRZAI. Acesso em 28 ago. 2018.

Figura 65 – Ensaio de FLT em viga de aço: deslocamentos



Fonte: adaptado de www.youtube.com/watch?v=8vb-duSRZAI.

Acesso em 28 ago. 2018.

Do gráfico é possível identificar que a flambagem lateral iniciou-se em carga crítica um pouco maior que 150 kN, dada as condições específicas de aplicação de carga no ensaio. A partir dessa carga crítica, os deslocamentos laterais crescem rapidamente, quase sem incrementos de carga. Os deslocamentos verticais medidos também crescem rapidamente devido à rotação da seção.

4.4.1.3 Flambagem local

A flambagem local em barras fletidas é um modo de **instabilidade local**. Ocorre na **região comprimida da seção**, nos elementos que compõem a seção, e é semelhante à flambagem local descrita para barras comprimidas (item 4.3.1.6).

A norma brasileira NBR 8800:2008 (item 5.1.2.1.1) classifica as seções de elementos de aço em três tipos, de acordo com características de esbeltez da seção transversal:

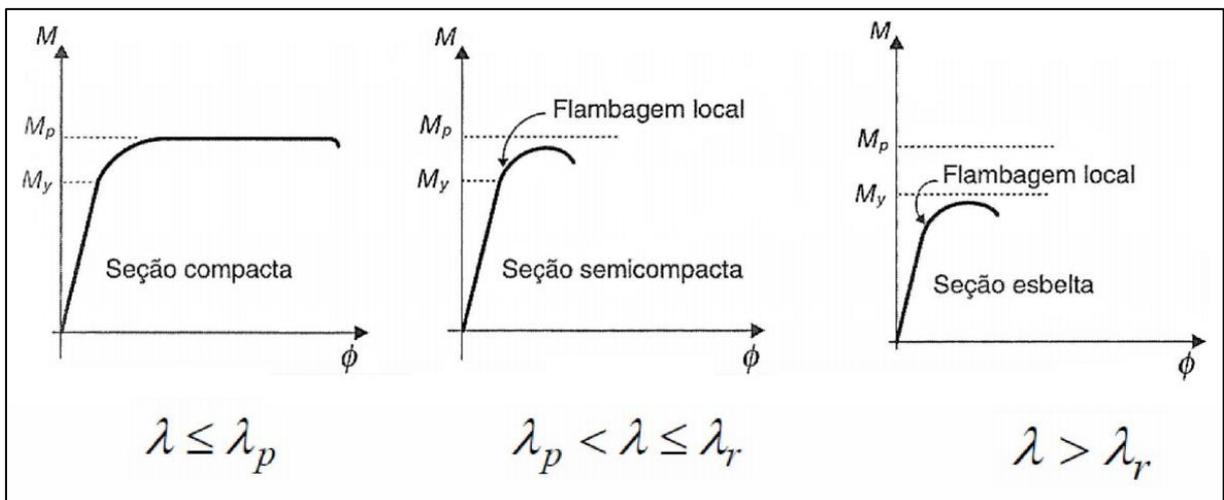
- a) **Seção compacta:** seções nas quais todos os elementos comprimidos possuem esbeltez menor que a esbeltez de plastificação ($\lambda \leq \lambda_p$), sofrendo plastificação total, com grandes rotações, antes de atingir flambagem local.
- b) **Seção semicomcompacta:** seções com um ou mais elementos com esbeltez maior que a de plastificação, mas todos esses com esbeltez menor que a de

início de escoamento ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$). A seção entra em escoamento, mas entra em flambagem local antes da plastificação total, sofrendo pequena rotação.

- c) **Seção esbelta:** seções com um ou mais elementos com esbeltez maior que a de início de escoamento ($\lambda_r < \lambda$). A seção entra em flambagem local antes de iniciar o escoamento. A flambagem se dá em regime elástico.

Os valores limite de esbeltez (λ_p e λ_r) dependem das condições de apoio e carregamento das chapas que compõem o perfil. A Figura 66 exhibe graficamente o comportamento para cada tipo de seção. Os gráficos exibidos relacionam momento e rotação.

Figura 66 – Classificação das seções pela esbeltez dos elementos



Fonte: Pfeil e Pfeil (2012).

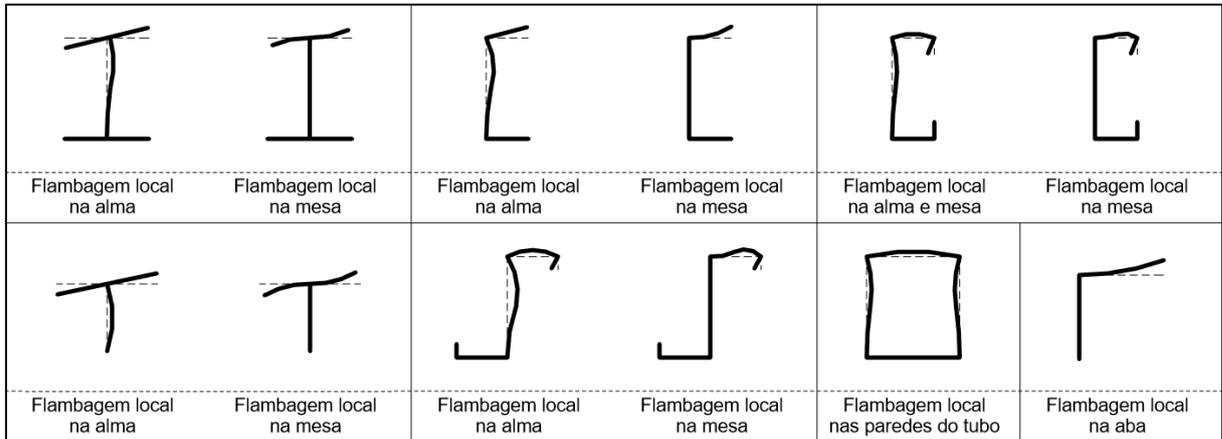
É importante ressaltar que essa classificação define se o elemento, na região comprimida, sofre primeiro plastificação ou flambagem local. Contudo, os modos globais de flambagem não são parte dessa classificação, devendo ser avaliado se o elemento sofre ou não dessa instabilidade.

O modo de flambagem local, portanto, pode ser crítico em vigas que não estejam sujeitas a flambagem lateral com torção, como por exemplo, perfis com contenção lateral ou com seção esbelta.

A NBR 8800:2008 também destaca tópicos específicos para alguns modos de flambagem local: flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA), flambagem local da parede do tubo. Esses tópicos são apresentados nos Anexos G e H da norma e atribuem valores de esbeltez limite e de momento resistente. Também incluem as considerações para flambagem lateral com torção (FLT), que foi estudada no item 4.4.1.2.

A Figura 67 mostra o comportamento de seções usuais para estruturas de aço ao sofrerem flambagem local por flexão.

Figura 67 – Modos de flambagem local em barras fletidas com seções usuais



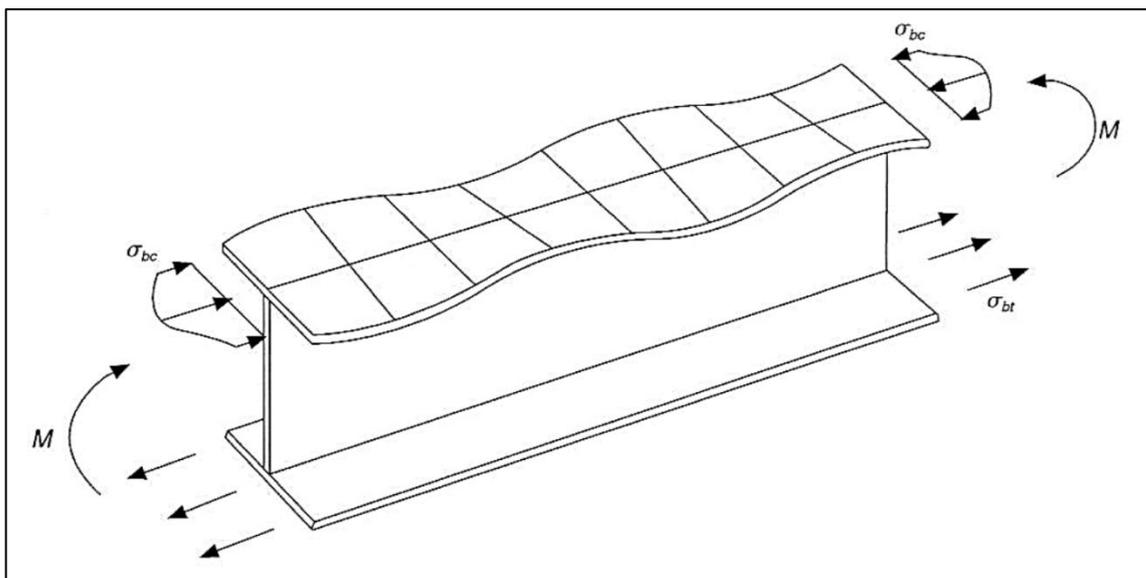
Fonte: elaborado pelo autor (2018)

Diferente do comportamento de seções de barras comprimidas, as seções de barras fletidas tem a parte tracionada do perfil estabilizada, sendo a flambagem concentrada na região comprimida da seção.

A Figura 68 mostra a representação da FLM para um perfil I.

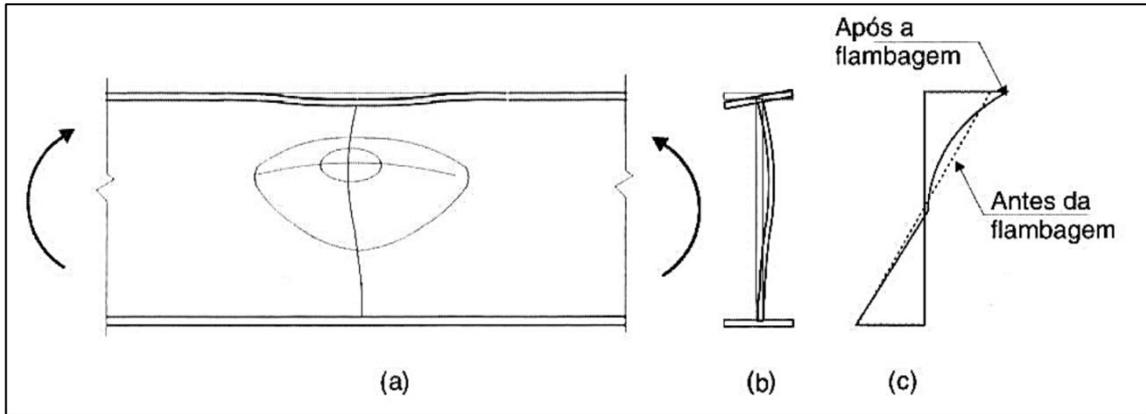
A Figura 69 mostra a representação da FLA para o mesmo perfil.

Figura 68 – Flambagem local da mesa (FLM) em um perfil I



Fonte: Pfeil e Pfeil (2012)

Figura 69 – Flambagem local da alma (FLA) em um perfil I



Fonte: Pfeil e Pfeil (2012)

A flambagem local da alma reduz a capacidade de resistir a esforços, redistribuindo as tensões para a mesa comprimida, diminuindo a resistência do elemento estrutural, como pode ser visto na Figura 69, item c.

As Figuras 70 e 71 mostram um ensaio real de uma viga fletida que falha ao sofrer flambagem local na alma (FLA)¹⁶. Na Figura 71 são exibidas vistas laterais da viga, em situação inicial (imagem superior) e após flambagem (imagens inferiores).

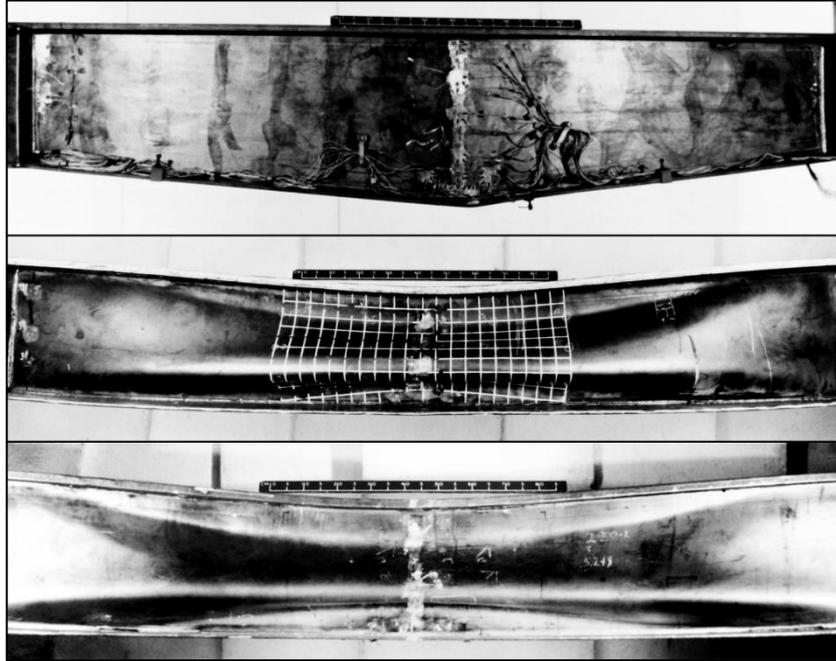
Figura 70 – Flambagem local da alma (FLA) em um perfil I ensaiado



Fonte: Vellasco (1992)

¹⁶ Andrade e Vellasco (2016) tratam a flambagem local da alma diferenciada em flambagem longitudinal e flambagem vertical da alma. No caso das Figuras 70 e 71, ocorre flambagem vertical, na qual a compressão vertical entre as mesas faz a alma flambar. No caso da Figura 69, é exibida a flambagem longitudinal, na qual a região comprimida da flexão faz a alma flambar. Mais detalhes podem ser vistos em Andrade e Vellasco (2016), capítulo 11, item 11.3.

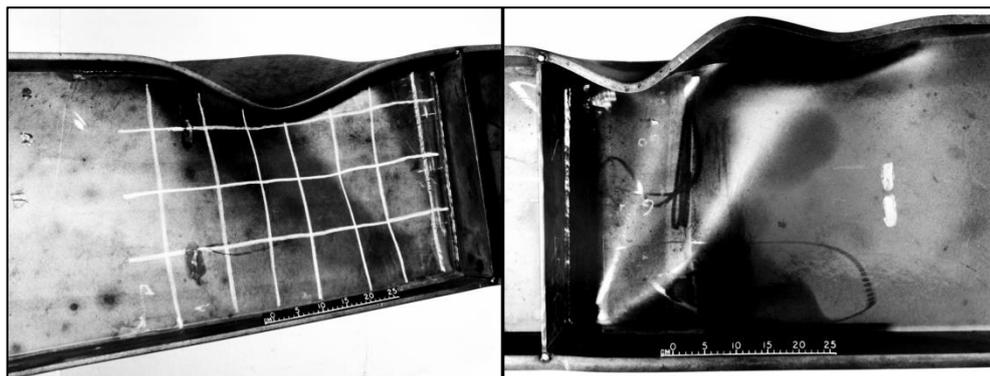
Figura 71 – Flambagem local da alma (FLA) em um perfil I ensaiado: vista lateral



Fonte: Vellasco (1992)

A Figura 72 exhibe o resultado de um ensaio de uma viga fletida, com seção I, sujeita a flambagem local da mesa.

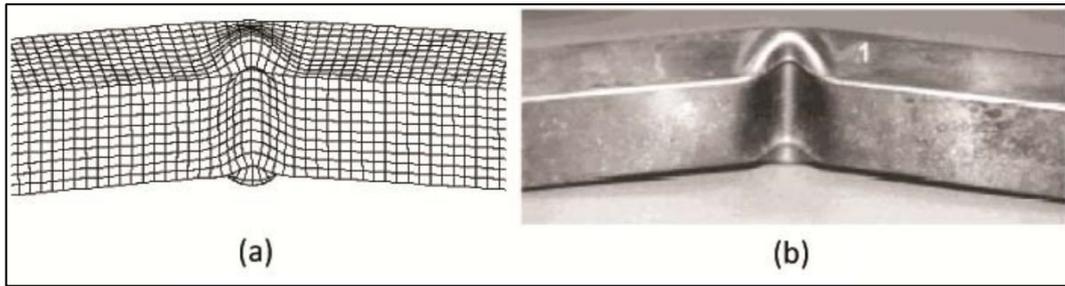
Figura 72 – Flambagem local da mesa (FLM) em um perfil I ensaiado



Fonte: Vellasco (1992)

Na Figura 73 é mostrado o resultado de um ensaio de flexão em uma viga de seção retangular, sujeita a flambagem local na parede do tubo. Na esquerda uma simulação em elementos finitos e na direita um ensaio real.

Figura 73 – Flambagem local na parede do tubo após ensaio de flexão

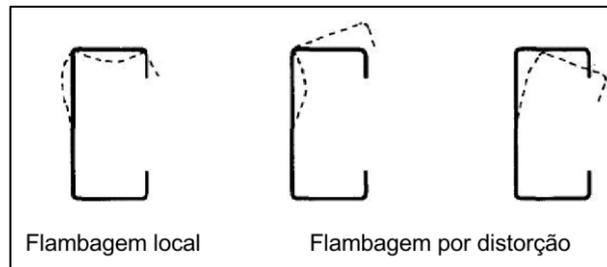


Fonte: Moradi e Arwade (2014)

4.4.1.4 Flambagem distorcional

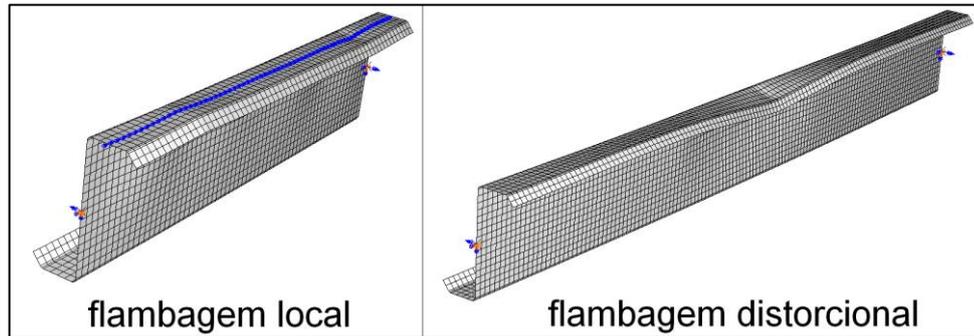
O mesmo conceito que é aplicado no caso da flambagem distorcional em barras comprimidas é aplicado para barras sob flexão. Assim como ocorre, com a flambagem local em barras fletidas, na flambagem distorcional esse modo de instabilidade **ocorre na região comprimida da seção**, uma vez que a região tracionada é estabilizada pela própria tração. As Figuras 74 e 75 mostram a diferença entre as flambagens local e distorcional.

Figura 74 – Flambagem local e distorcional em perfil U enrijecido sob flexão



Fonte: Chodraui (2002)

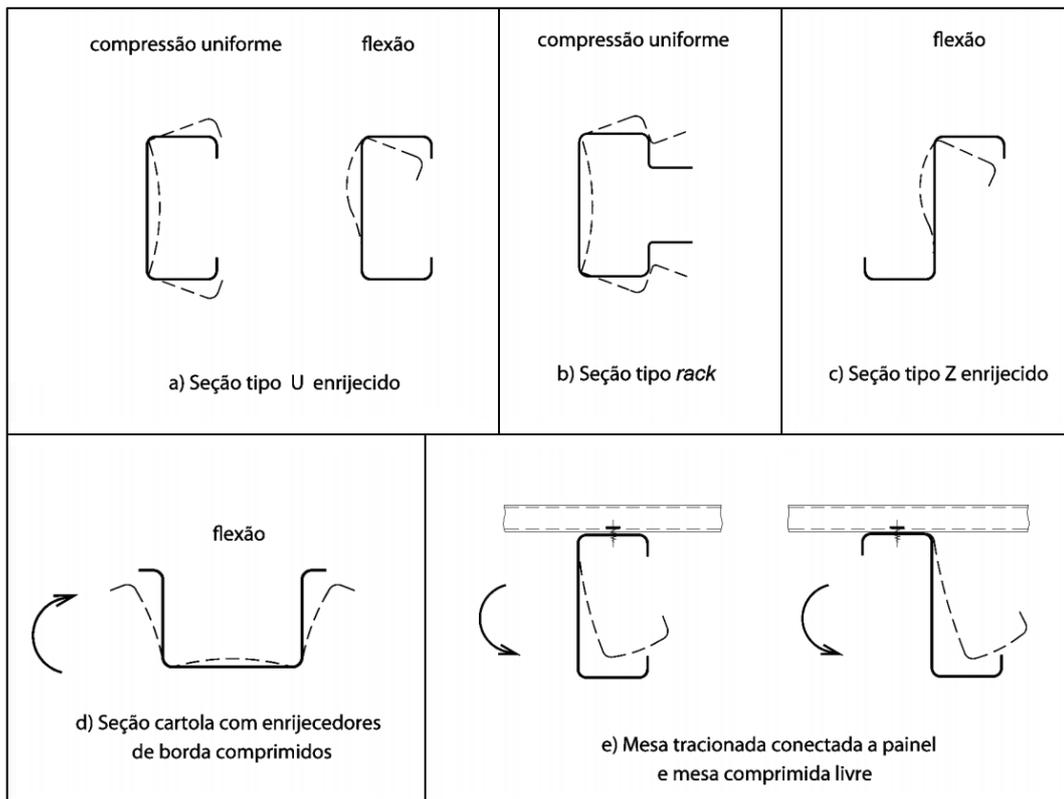
Figura 75 – Flambagem local e distorcional em perfil Z enrijecido sob flexão



Fonte: Shifferaw (2008)

A Figura 76 mostra alguns casos de barras fletidas cujas seções sofrem flambagem distorcional.

Figura 76 – Exemplos de flambagem distorcional em barras fletidas



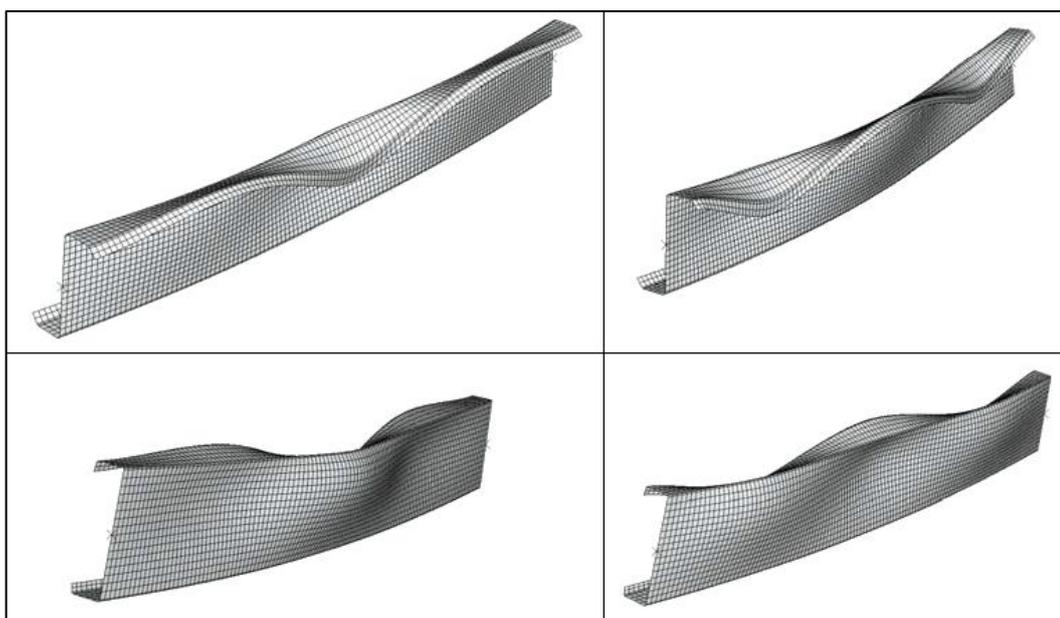
Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010)

Conforme dito no tópico 4.3.1.7 (Barras comprimidas: Flambagem distorcional), a ocorrência da flambagem distorcional **já caracteriza o colapso**, não havendo reserva de resistência após a flambagem.

A norma NBR 14762:2010 estabelece os critérios para dimensionar barras fletidas sujeitas à flambagem distorcional em seu item 9.8.2.3. Também define os critérios para que essa verificação seja dispensada em seções U enrijecido e Z enrijecido.

A Figura 77 mostra modelos de barras fletidas com seção Z e U enrijecidas, os quais sofrem de flambagem distorcional.

Figura 77 – Barras fletidas com seção Z e U enrijecidas em flambagem distorcional



Fonte: Shifferaw (2008)

4.4.2 ELS para barras fletidas

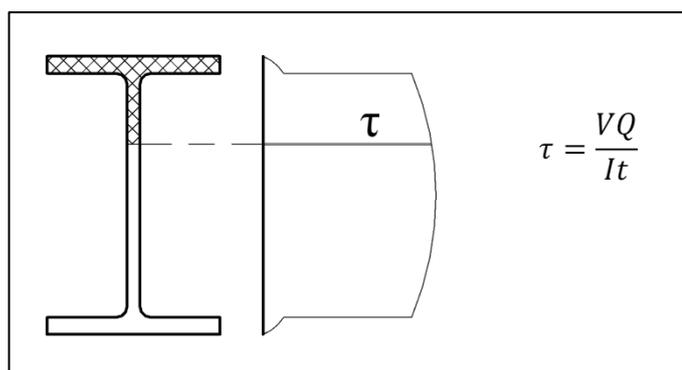
Os estados limites de serviço para barras sob flexão são basicamente os expostos no item 4.1.1 (Considerações gerais - Estados limites de serviço). Desses, tanto os deslocamentos excessivos quanto as vibrações excessivas são bastante relevantes no dimensionamento de barras fletidas.

4.5 Barras cisalhadas

4.5.1 ELU para barras cisalhadas

Barras submetidas à flexão pura¹⁷ só estão sujeitas às verificações referentes a barras fletidas (item 4.4). Contudo, barras que estejam submetidas ao cisalhamento também estão, necessariamente, submetidas à flexão¹⁸. As tensões oriundas dessa flexão em barras são majoritariamente absorvidas pelas mesas do perfil. Contudo, para as tensões de cisalhamento ocorre o oposto: as mesas contribuem muito pouco, enquanto a alma absorve a maioria do esforço (como exemplo, o caso de um perfil I é exibido na Figura 78). Assim, os estados limites mais relevantes para esse tipo de esforço estão relacionados à alma do perfil. São eles a plastificação da alma por cisalhamento e a flambagem local da alma por cisalhamento.

Figura 78 – Distribuições das tensões cisalhantes em um perfil I



Fonte: Elaborado pelo autor (2018)

4.5.1.1 Plastificação da alma por cisalhamento

Perfis com **pouca esbeltez na alma** podem sofrer de plastificação antes de sofrer instabilidade. Nesses casos, o cortante de plastificação é inferior à carga crítica de flambagem da alma. Segundo Pfeil e Pfeil (2012), isto é mais observado em perfis laminados, visto que geralmente possuem maior espessura de alma.

¹⁷ Flexão pura é a ocorrência de flexão sem a ocorrência de esforços de cisalhamento ou normal.

¹⁸ O cisalhamento é a taxa de variação do momento fletor. Assim, um segmento com cisalhamento não nulo, necessariamente possui flexão.

O dimensionamento de perfis para a plastificação da alma por cisalhamento é prescrito na norma NBR 8800:2008, a qual diz que a força cortante de plastificação é dada por:

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (13)$$

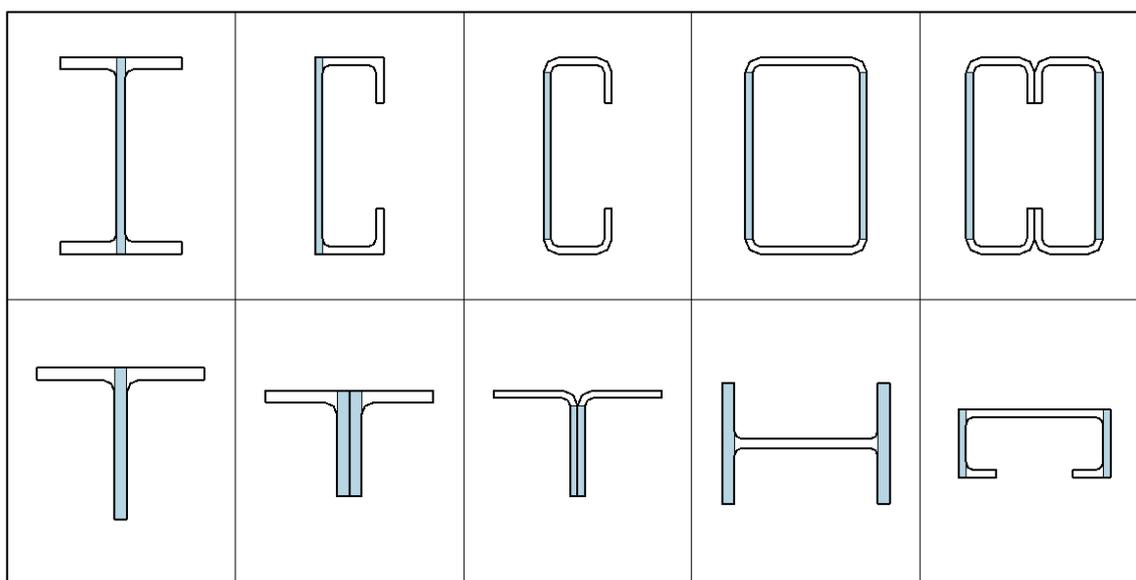
Onde:

A_w = área efetiva de cisalhamento

Esta equação se trata de uma aproximação da tensão de escoamento por cisalhamento (f_v) como sendo 60% da tensão de escoamento a tração do aço (f_y).

A Figura 79 mostra a área efetiva a ser considerada para alguns casos de seções.

Figura 79 – Área efetiva de cisalhamento



Fonte: Elaborado pelo autor (2018)

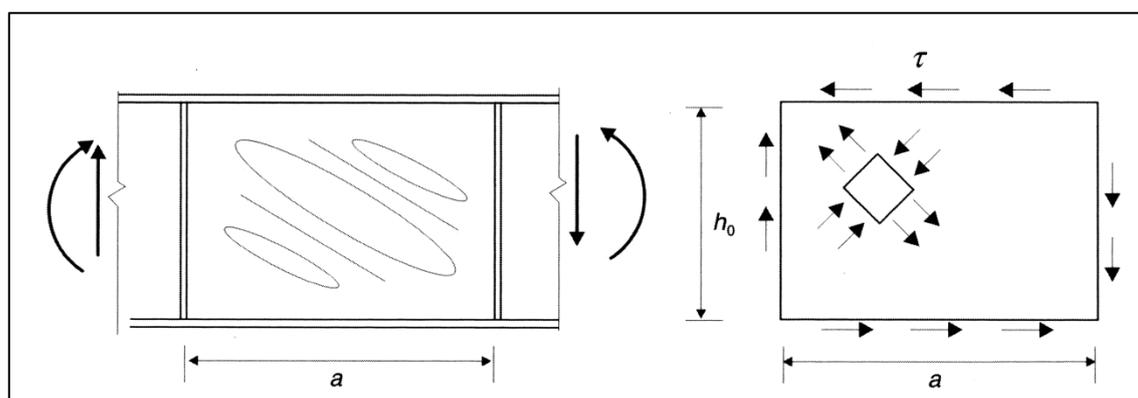
A norma americana AISC 360-16 possui semelhante consideração, mas já incluindo o coeficiente de redução C_v , que será apresentado no próximo tópico. Para os casos de barras com alma compacta, a norma americana assume tal coeficiente como tendo valor 1,0 (adquirindo o mesmo significado da equação na norma brasileira). A norma AISC 360-16 também estabelece critérios para determinar a esbeltez limite de plastificação, a partir da qual C_v não pode mais ser considerado como 1,0. Casos de almas esbeltas, são dimensionadas para flambagem local da alma, que será apresentada no item a seguir.

4.5.1.2 Flambagem local da alma por cisalhamento

Ocorre em perfis que possuam **elevada esbeltez na alma**, os quais sofrem dessa instabilidade antes de atingir sua resistência ao escoamento por cisalhamento. Segundo Pfeil e Pfeil (2012) essa instabilidade local geralmente ocorre em perfis fabricados (perfis soldados ou dobrados).

A flambagem por cisalhamento local geralmente ocorre em plano inclinado, visto que, na transformação de tensões, as tensões máximas de compressão estão nesse sentido. A Figura 80 exhibe este comportamento.

Figura 80 – Flambagem local da alma e distribuição de tensões de cisalhamento



Fonte: Pfeil e Pfeil (2012)

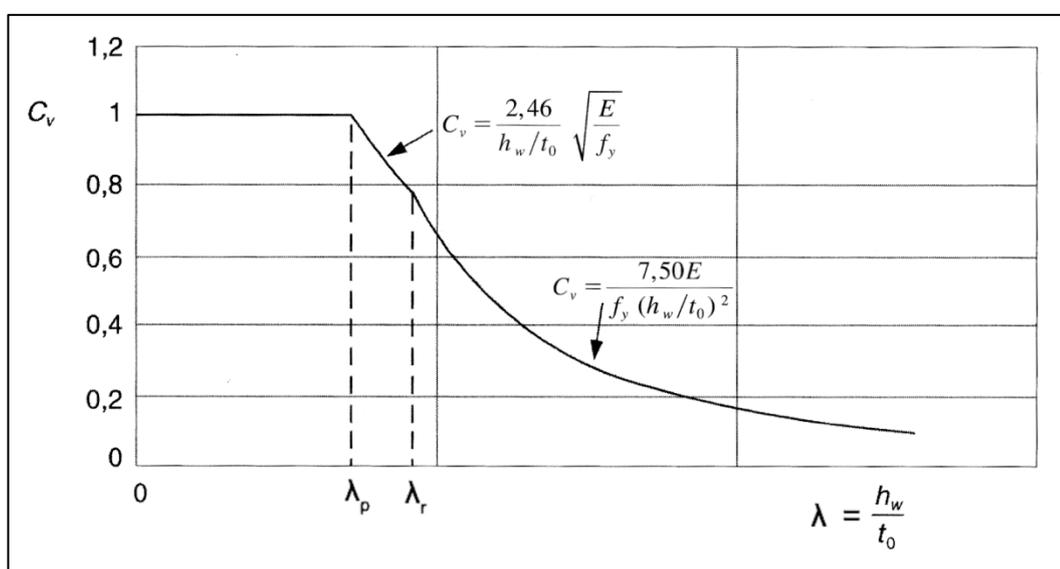
Na figura anterior, é considerado um módulo de alma de altura h_0 e comprimento a , separados por dois enrijecedores transversais. Quanto maior o comprimento da chapa sob cisalhamento estudada, menor a carga crítica de flambagem¹⁹. Desse modo, para controlar a ocorrência de flambagem local por cisalhamento podem ser adicionados **enrijecedores transversais**, como é comum em vigas I de alma esbelta (bastante utilizadas em pontes, por exemplo, ou em situações de elevada solicitação). O posicionamento dos enrijecedores deve ser projetado de forma que contribuam para minimizar esse fenômeno, concentrando-se nas áreas de maior esforço cisalhante. Pfeil e Pfeil (2012) afirma que para os perfis que estão sujeitos à plastificação por cisalhamento os enrijecedores não são necessários, visto que estes componentes não possuem relevante contribuição na resistência a este estado limite último.

¹⁹ As normas relacionam o valor do espaçamento entre enrijecedores (a) com o coeficiente de flambagem a cisalhamento (k_v), o qual é utilizado para determinar as esbeltezes que limitam a plastificação (λ_p) e a flambagem elástica (λ_r), que se relaciona diretamente às cargas críticas desses limites. Assim, valores maiores de a geram valores menores de k_v , que geram menores cargas críticas de flambagem.

Dependendo da tensão crítica de flambagem, e também das tensões residuais na alma, o perfil pode atingir ou não a plastificação durante a flambagem. Assim, podem ocorrer tanto a flambagem elástica como a flambagem inelástica.

Na norma AISC 360-16, a consideração da flambagem da alma no cisalhamento é incluída a partir do coeficiente de redução da resistência ao cisalhamento (C_v). Isto vale tanto para a flambagem elástica quanto inelástica da alma. A Figura 81 exhibe a relação entre a esbeltez da alma²⁰ e o coeficiente de redução C_v .

Figura 81 – Relação esbeltez *versus* C_v em barras sob cisalhamento

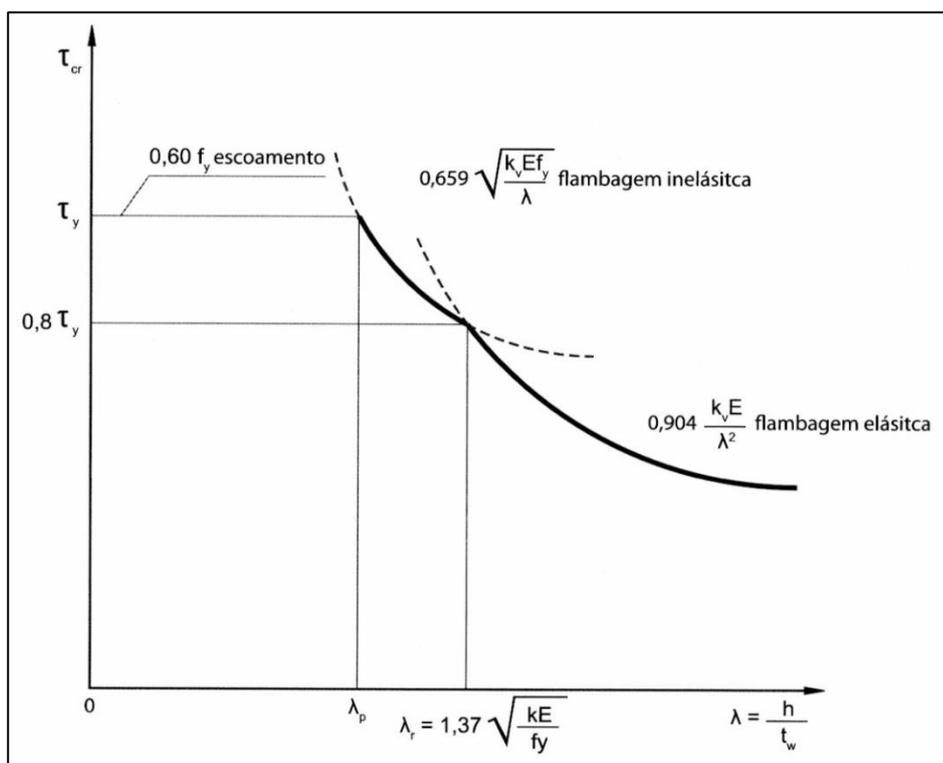


Fonte: adaptado de Pfeil e Pfeil (2012).

Já a norma NBR 8800:2008, em sua seção 5.4.3, atribui equações de resistência para cada faixa de esbeltez, além de definir os limites de esbeltez (λ_p e λ_r). Logo, a norma considera diferentes equações para definir a carga resistente a cisalhamento, sendo esse procedimento análogo ao feito na norma americana, a qual também define valores diferentes de resistência, a partir dos valores de C_v . A Figura 82 exhibe a relação entre a esbeltez da alma e a carga resistente a cisalhamento. Percebe-se a semelhança com a Figura 81, tornando visível a relação entre os dois métodos de dimensionamento (através do C_v , na norma americana, e através de equações diferentes, na norma brasileira).

²⁰ A esbeltez da alma é definida como h_w/t_w , sendo h_w a altura da alma e t_w a espessura

Figura 82 – Relação esbeltez *versus* tensão resistente a cisalhamento em barras sob cisalhamento



Fonte: Andrade e Vellasco (2016).

A Figura 83 mostra um ensaio com flambagem local da alma por cisalhamento. Isto fica evidenciado pois a flambagem ocorre na região de cisalhamento e não na de momento máximo²¹. A Figura 84 se trata da vista ampliada da região onde ocorre a flambagem no ensaio, mostrando a progressão da flambagem.

Figura 83 – Ensaio com flambagem local da alma por cisalhamento: vista lateral



Fonte: www.youtube.com/watch?v=cM1mVXSFnq0. Acesso em 29 set. 2018

²¹ A carga vertical é aplicada a cada terço, conferindo flexão pura no terço central. A flambagem contida ocorre nos terços laterais, onde há cortante constante.

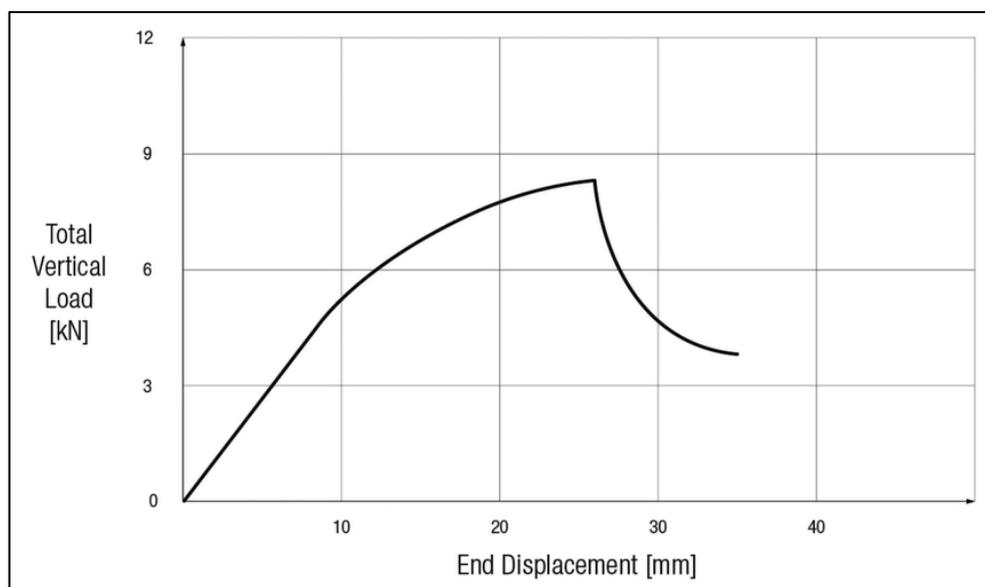
Figura 84 – Ensaio com flambagem local da alma por cisalhamento: vista ampliada



Fonte: www.youtube.com/watch?v=cM1mVXSFnq0.
Acesso em 29 set. 2018.

A Figura 85 mostra o resultado obtido no ensaio. Nesse gráfico é possível ver a carga crítica, em que a flambagem ocorre, e a estrutura entra em colapso após a instabilidade.

Figura 85 – Relação carga *versus* flecha em barra cisalhada ensaiada



Fonte: adaptado de www.youtube.com/watch?v=cM1mVXSFnq0. Acesso em 29 set. 2018

4.5.2 ELS para barras cisalhadas

Os estados limites de serviço para barras sob esforço cisalhante são os mesmos previstos para barras sob flexão (4.4.2), os quais são os expostos no item 4.1.1 (Considerações gerais - Estados limites de serviço).

4.6 Barras torcidas

A ocorrência de barras sob ação exclusiva de torção é incomum em estruturas de aço. Mais comum é a ocorrência de torção em esforços combinados com outros tipos de ações. Por isso, geralmente, as normas e manuais desenvolvem mais esses tópicos que os de esforço exclusivo de torção. Contudo, entender como o dimensionamento a torção atua é importante para entender o comportamento de estruturas de aço e em como a torção influencia no dimensionamento quando ocorrem outros esforços combinados. Além disso, apesar de ser uma situação incomum, ainda é aceitável a ocorrência de barras que precisem ser dimensionadas em situação de esforço praticamente exclusivo de torção.

As normas AISC 360-16 e NBR 8800:2008 tratam do dimensionamento exclusivo à torção apenas de tubos circulares e retangulares. Nesse aspecto, as duas normas são iguais, tratando das mesmas equações. Segundo o manual²² do SCI²³, três passos devem ser tomados quando no projeto de vigas a torção:

1. Tomar todas as medidas para eliminar os efeitos de torção;
2. Se não for possível eliminar os efeitos de torção, utilizar perfis de seção tubular;
3. Onde o membro estiver sujeito a torção, verificar os efeitos combinados de torção e flexão.

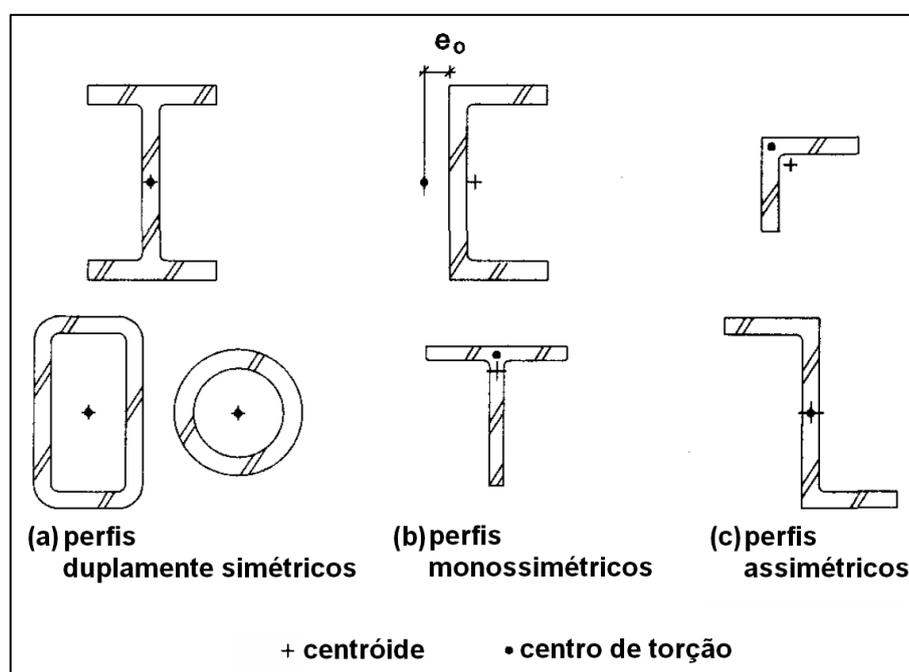
Os passos 1 e 2 podem ser interpretados também para elementos lineares que não sejam vigas, e que estejam sujeitos a torção. O passo 3 também, mas pode ser estendido a todas as combinações de efeitos aos quais o elemento esteja sujeito.

²² “*Design of Steel Beams in Torsion*”, publicado em 2011.

²³ Steel Construction Institute.

O manual²⁴ do AISC²⁵ comenta que os perfis metálicos comumente utilizados possuem baixa resistência a torção, sendo preferível se evitar a torção através do detalhamento da estrutura, aplicando carga próximas ao **centro de torção** (também conhecido como centro de cisalhamento). O centro de torção de uma viga é definido como o ponto da seção em que a carga, aplicada na direção dele, não gera torção. A Figura 86 mostra a posição do centro de torção de algumas seções usualmente utilizadas em projetos de estruturas em aço.

Figura 86 – Centro de torção em perfis usuais em estruturas de aço



Fonte: adaptado de AISC (2003)

Como prática de projeto para elementos sob torção, o manual do AISC recomenda o uso de seções fechadas e, quando não for possível, o uso de perfis formados que melhorem a resistência a torção da seção (como, por exemplo, o uso de enrijecedores longitudinais em perfis I).

Quanto aos estados limites, as normas AISC 360-16 e NBR 8800:2008 citam os estados limites de **escoamento da seção por torção e flambagem por torção**.

²⁴ “*Torsional Analysis of Structural Steel Members*”, publicado em 1997 e reimpresso em 2003.

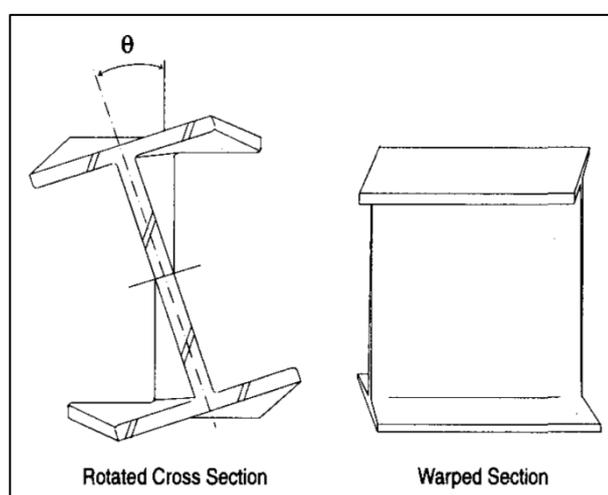
²⁵ American Institute of Steel Construction.

4.6.1 ELU para barras torcidas

4.6.1.1 Escoamento da seção por torção

Toda barra sob torção sofre de **empenamento**, exceto as de seção tubular circular (SCI, 2011). Empenamento se refere à deformação em que a seção transversal deixa de ser plana. A Figura 87 ilustra o efeito do empenamento em barras sob torção.

Figura 87 – Empenamento em barra de seção I



Fonte: AISC (2003)

O manual americano do AISC indica que a resistência de barras a torção é definida por duas equações: uma que determina a resistência devida a torção com empenamento liberado (T_t , conhecida como “torção de Saint Venant” ou “torção pura”) e outra que determina a torção caso haja contenção ao empenamento (T_w , conhecida como “torção de empenamento”). No primeiro caso, pela falta de restrição, não há resistência a empenamento, sendo a resistência devida apenas à rotação da seção. No segundo caso, há a restrição ao empenamento, o que gera esforços internos para conter esse empenamento, sendo a resistência devida parte ao primeiro e parte ao segundo caso.

A resistência total à torção é dada pela soma dos dois termos²⁶, conforme equação a seguir:

²⁶ A soma direta dos termos só é possível porque o fenômeno é definido em regime elástico, permitindo a superposição de efeitos.

$$T = T_t + T_w \quad (14)$$

$$T_t = G \cdot J \cdot \theta' \quad (15)$$

$$T_w = -E \cdot C_w \cdot \theta''' \quad (16)$$

Onde:

G = módulo de elasticidade a cisalhamento;

J = constante de rigidez a torção;

θ = ângulo de rotação da seção;

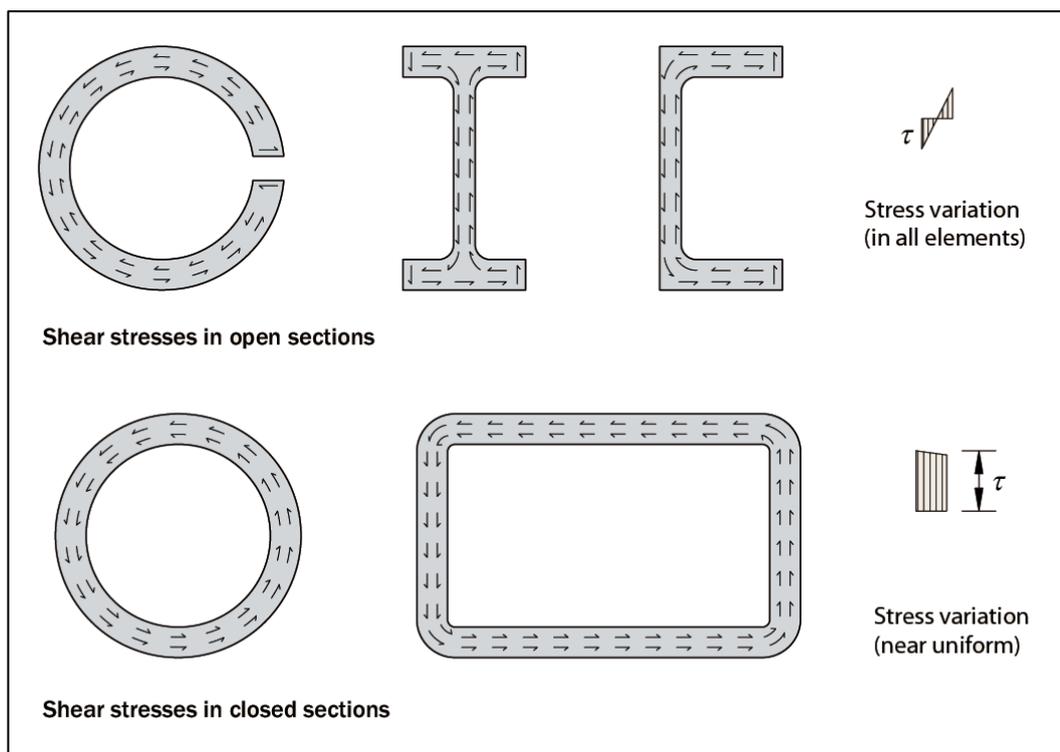
E = módulo de elasticidade a flexão;

C_w = constante de empenamento.

O manual do SCI indica que perfis sólidos e tubulares sofrem muito pouco empenamento e por isso este efeito pode ser desprezado. Em seções formadas por chapas cujos eixos se interceptam em um ponto (por exemplo, seções cruciformes, T e L), a influência do empenamento também é muito pequena e pode ser desprezada.

A torção pura em barras é expressada internamente à seção através de um fluxo de tensões de cisalhamento. A Figura 88 mostra o fluxo de tensões cisalhantes em flexão pura de alguns perfis. Nela, é possível ver a diferença entre o fluxo em seções abertas (cisalhamento variável e com inversão de sentido) e em seções fechadas (cisalhamento praticamente constante e unidirecional). Isto confere às seções fechadas maior torção resistente que seções abertas.

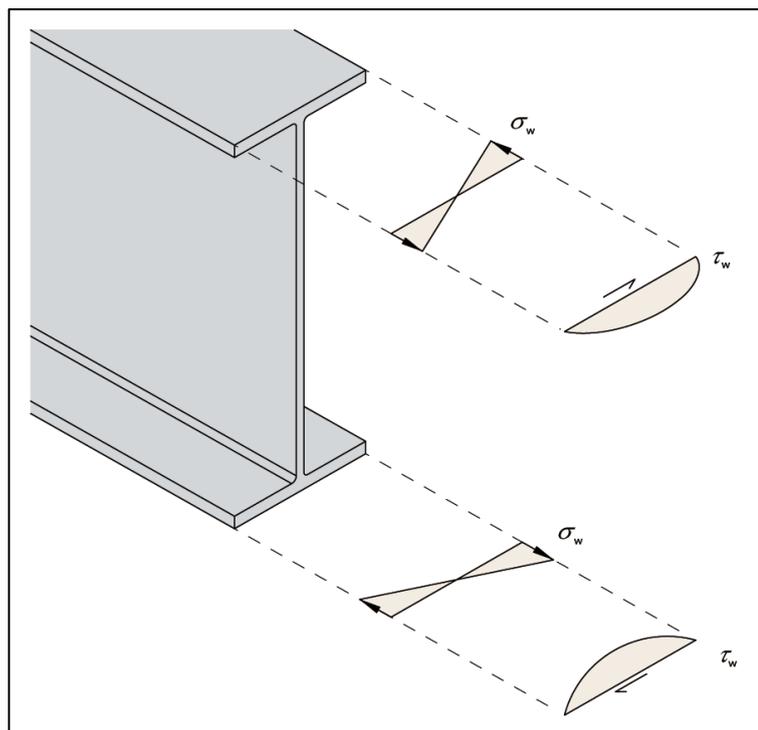
Figura 88 – Torção pura: tensões internas (fluxo de cisalhamento)



Fonte: SCI (2011)

Já a torção de empenamento produz na seção tensões normais e de cisalhamento. A Figura 89 mostra as tensões atuantes em um perfil I.

Figura 89 – Torção de empenamento: tensões internas



Fonte: SCI (2011)

A tensão normal por empenamento na torção também pode ser dada em forma de momento de empenamento, caso seja conveniente para o dimensionamento de esforços combinados. No caso específico do perfil I, o SCI (2011) indica que, em casos práticos, a tensão de cisalhamento por empenamento são pequenas o suficiente para serem desprezadas.

A influência do empenamento também é afetada pela compacidade da barra. Segundo o SCI (2011), barras mais curtas terão maior contribuição do empenamento na resistência à torção. A Tabela 7 mostra um resumo do comportamento da resistência à torção para cada tipo de seção, de acordo com a significância das torções pura e de empenamento na resistência total à torção da peça.

Tabela 7 – Significância das torções de St Venant (pura) e de empenamento

TIPO DE SEÇÃO	FIGURA	ST VENANT	EMPENAMENTO
Tubo circular	○	√	–
Tubos retangular e elíptico	□ □ ○	√	x
Cantoneira, T e cruciforme	└ ┌ +	√	x
Perfis laminados e fabricados	┌ ┌ ┌	√	√
Perfis formados a frio	Z Σ	x	√

√ = significativo; x = desprezível; – = não age

Fonte: SCI (2011)

Para a distribuição de tensões de torção em perfis que não sejam os mostrados nas Figuras 88 e 89, ambos os manuais do AISC (*"Torsional Analysis of Structural Steel Members"*) e do SCI (*"Design of Steel Beams in Torsion"*) ilustram e descrevem alguns casos.

Assim, com os valores das tensões de torção pura e de empenamento é possível avaliar as tensões máximas no perfil devidas à torção, e então avaliar se a tensão de escoamento do material é atingida, caracterizando, assim, o estado limite último.

Para a tensão normal, se utiliza a tensão de escoamento (f_y), e para a tensão cisalhante, se utiliza a tensão de escoamento a cisalhamento (f_v), que é dada como 60% de f_y .

4.6.1.2 Flambagem por torção

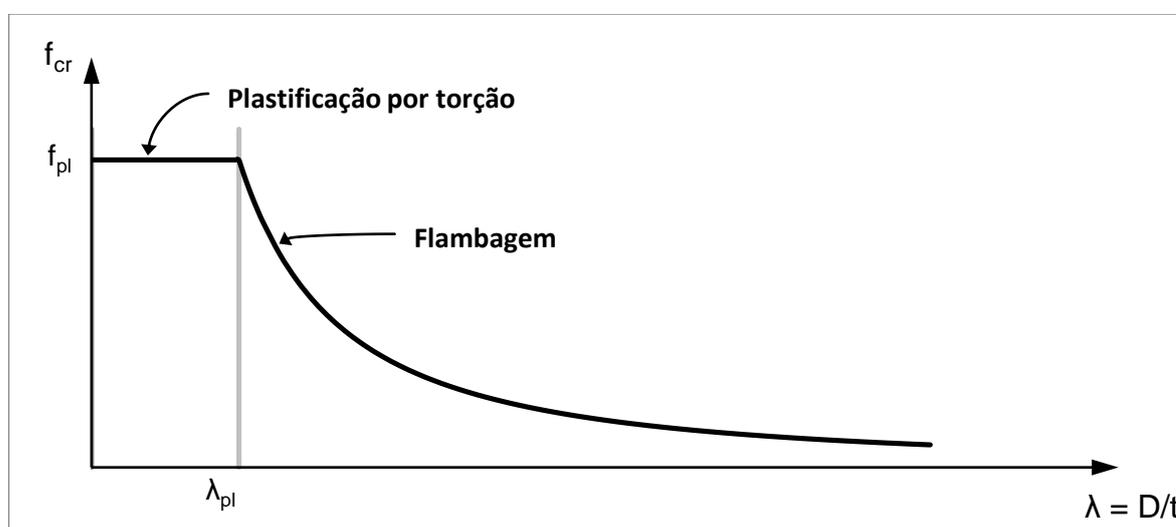
É um modo local de flambagem. Não é uma área muito desenvolvida nos materiais didáticos e nas normas de dimensionamento. Como dito anteriormente, as normas AISC 360-16 e NBR 880:2008, que são iguais nesse aspecto, desenvolvem equações para torção pura apenas em seções tubulares circulares e retangulares. A partir das características geométricas da barra e da seção, são definidas tensões críticas para o dimensionamento, as quais representam as maiores tensões que os perfis podem estar submetidos.

Como visto no tópico anterior, na Tabela 7, tubos circulares são acometidos apenas pelas tensões de cisalhamento oriundas da torção de St Venant. Na mesma tabela, é visto que tubos retangulares possuem torção de empenamento desprezível, podendo ser dimensionado considerando apenas a torção de St Venant. Assim, as seções desses perfis estão sujeitas apenas a esforços cisalhantes. Portanto, a tensão crítica para tubos circulares e

retangulares é dada em forma de tensão de cisalhamento. Por isso, nesses casos, a tensão crítica de plastificação (f_{pl}) é igual à tensão de escoamento a cisalhamento ($f_v = 0,60f_y$). E também por isso, a flambagem que ocorre nesses perfis é do tipo local, devida às tensões de cisalhamento na seção transversal.

A Figura 90 mostra, para um tubo circular, o gráfico da relação entre tensão crítica e esbelteza²⁷. Foi obtido a partir da interpretação das equações fornecidas na norma americana AISC 360-16. Nesse gráfico é possível ver que, após a plastificação, ocorre um trecho de flambagem.

Figura 90 – Relação esbelteza *versus* tensão crítica em barra de seção tubular circular



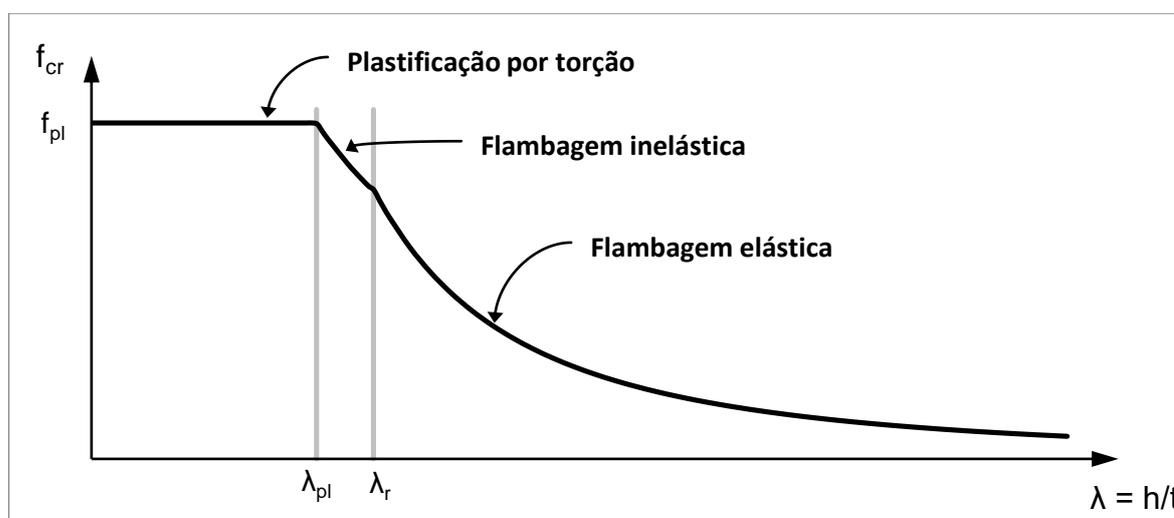
Fonte: elaborado pelo autor (2018)

A Figura 91 mostra resultado semelhante ao anterior, mas em relação a tubos retangulares²⁸. Também foi gerado a partir da interpretação de equações da AISC 360-16. Diferente do que ocorre em tubos circulares, nos tubos retangulares há dois segmentos de flambagem, o que indica a ocorrência de flambagem inelástica e elástica.

²⁷ A esbelteza em um tubo circular foi considerada como a relação diâmetro (D) / espessura da parede do tubo (t)

²⁸ A esbelteza em um tubo retangular foi considerada como a relação maior largura (h) / espessura do tubo (t)

Figura 91 – Relação esbelteza *versus* tensão crítica em barra de seção tubular retangular

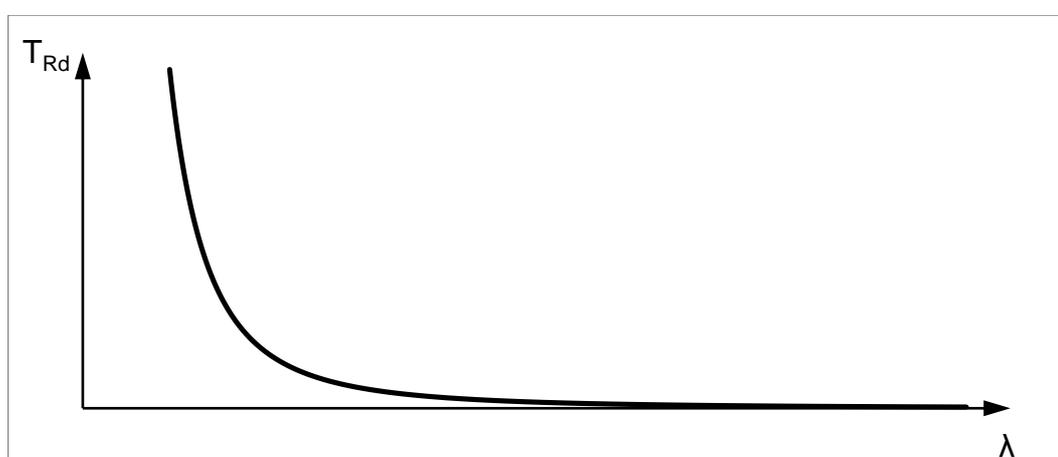


Fonte: elaborado pelo autor (2018)

A tensão crítica calculada é então multiplicada por um fator de conversão denominado “módulo de resistência à torção”²⁹ (W_T) que, a partir das características da seção, considera sua distribuição de tensões e então gera um valor de torção que geraria aquela tensão cisalhante crítica calculada. Ao se dividir esse valor de torção pelo fator de redução γ_{a1} , se obtém a torção de cálculo (T_{Rd}).

Os gráficos que relacionam a esbelteza da seção com a torção de cálculo, tanto para tubos circulares quanto para tubos retangulares, são semelhantes. Assumem a forma de uma assíntota no primeiro quadrante. A Figura 92 representa tal comportamento.

Figura 92 – Relação esbelteza *versus* torção de cálculo

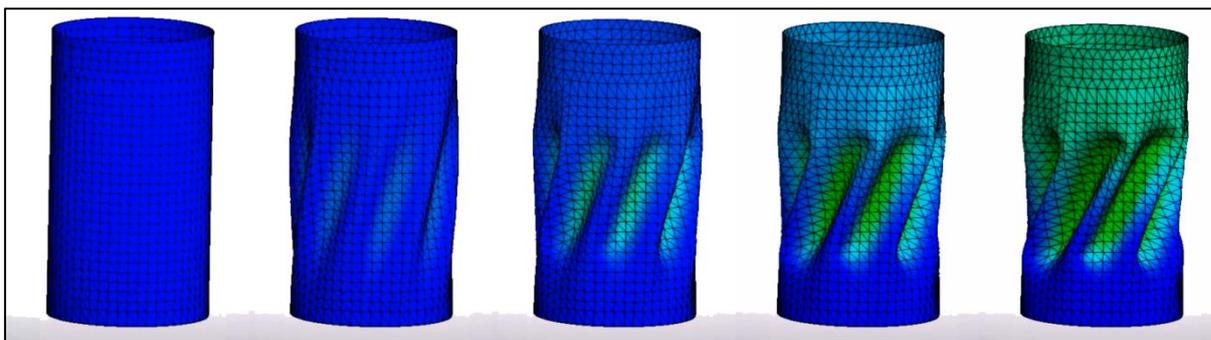


Fonte: elaborado pelo autor (2018)

²⁹ Na norma AISC 360-16 é denominado “*torsional constant*”, ou “constante de torção” (C).

A Figura 93 mostra um modelo de um tubo cilíndrico bastante esbelto, submetido à torção pura. Dessa figura é possível ver que a flambagem das paredes do tubo se dá em ângulo inclinado, pois é ocasionada pelas tensões de cisalhamento na seção.

Figura 93 – Torção em tubo circular



Fonte: www.youtube.com/watch?v=82Ew0Etq3QQ. Acesso em 07 out. 2018

4.6.2 ELS para barras torcidas

4.6.2.1 Rotações excessivas

Sendo os deslocamentos excessivos (4.1.1.1) os deslocamentos horizontal e vertical na estrutura, a introdução de momento torsor inclui também um novo tipo de deformação nos elementos estruturais, que é a rotação (θ).

As mesmas orientações dadas neste trabalho para o estado limite de deslocamentos excessivos é válido para o estado limite de rotações excessivas: devem ser definidos, pelo engenheiro de projeto, limites de rotações e combinações de serviço que serão utilizadas em cada caso de carga, com o objetivo de preservar os componentes não estruturais do projeto e garantir o adequado uso da estrutura.

4.7 Chapas e placas

Chapas são mais comumente referenciadas em estruturas metálicas na forma de elementos de ligação ou como parte componente da seção de um perfil. Por isso, alguns dos estados limites apresentados a seguir já foram explicados nos itens anteriores. Logo, tais tópicos serão, quando for o caso, apenas referenciados.

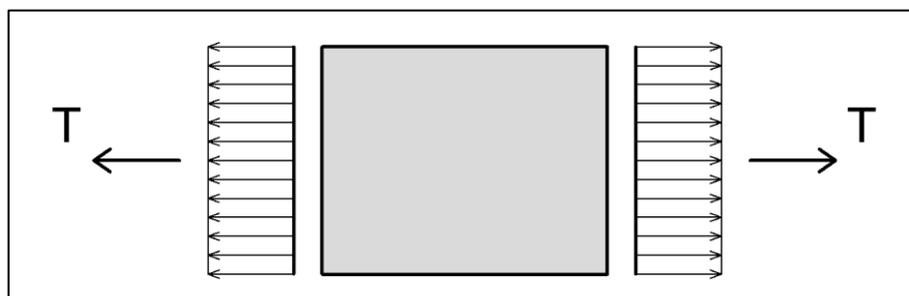
Cada caso de chapa ou placa deve ser analisado pelo engenheiro de estruturas, entendendo o fluxo de tensões na peça e aplicando a modelagem e as aproximações corretas. Assim, prevendo como a falha se dá na chapa estudada e aplicando devidamente o método dos estados limites. Em alguns casos, análises simplificadas podem ser satisfatórias. Contudo, certos casos exigem análises mais complexas. Segundo Vellasco *et al.* (2014), muitas vezes as análises complexas de elementos estruturais são feitas através do **método dos elementos finitos**, com o modelo estrutural sendo avaliado em termos de seus estados limites últimos e de utilização.

Elementos bidimensionais submetidos a múltiplos tipos de tensões podem ter análise bastante complexa, evidenciando o cuidado que o engenheiro deve ter nesse tipo de elemento.

4.7.1 ELU para chapas tracionadas

A Figura 94 mostra um esquema de uma chapa tracionada.

Figura 94 – Chapa tracionada



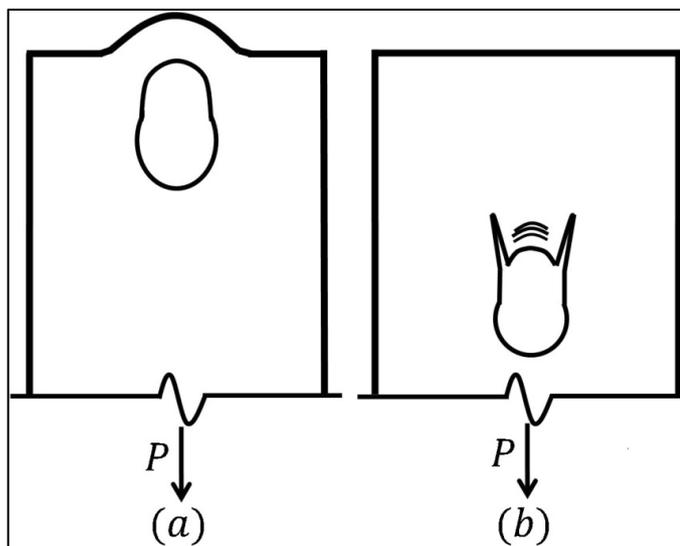
Fonte: elaborado pelo autor (2018)

4.7.1.1 Esmagamento da parede do furo

Trata-se da plastificação local na superfície de apoio do fuste do conector. Salmon, Johnson e Malhas (2008) definem esse estado limite como sendo caracterizado pela deformação excessiva ao redor da furação. Segundo os autores, a definição da falha por esmagamento ou por rasgamento (o qual será estudado no item 4.7.1.2) se dá em função da distância entre o furo e a borda da chapa ou entre dois furos consecutivos, o que for o menor valor. Quanto maior a distância até a borda, mais provável a ocorrência de esmagamento da parede do furo, em relação ao rasgamento.

A Figura 95 compara os dois tipos de ruptura. À esquerda, o rasgamento furo-borda e, à direita, o esmagamento da parede do furo.

Figura 95 – Diferença entre esmagamento da parede do furo e rasgamento furo-borda



Fonte: Teh e Uz (2016)

Andrade e Vellasco (2016) atribuem a essa distância que limita os dois modos de falha o valor de três vezes o diâmetro do furo. Nos casos em que essa distância é maior, se assume a ocorrência de esmagamento da parede do furo e a resistência última (f_{nu}) é aproximada como três vezes a tensão de ruptura do material (f_u). Os autores citados afirmam que o valor de f_{nu} é superior ao de f_u devido ao estado triaxial de tensões. Assim, multiplicando esta tensão de ruptura considerada pela área de contato entre o conector e a parede do furo, tem-se a resistência ao esmagamento, que, dividida pelo fator de redução das resistências, do método dos estados limites, resulta em:

$$R_d = \frac{3 \cdot f_u \cdot A_f}{\gamma_{a2}} \rightarrow R_d = \frac{3 \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{a2}} \quad (17)$$

Esta equação é igual à adotada pela norma brasileira (NBR 8800:2008) e americana (AISC 360-16) para o caso de esmagamento da parede do furo. Para os casos em que a deformação do furo deva ser limitada em serviço, ambas as normas adotam uma resistência mais conservadora, igual a:

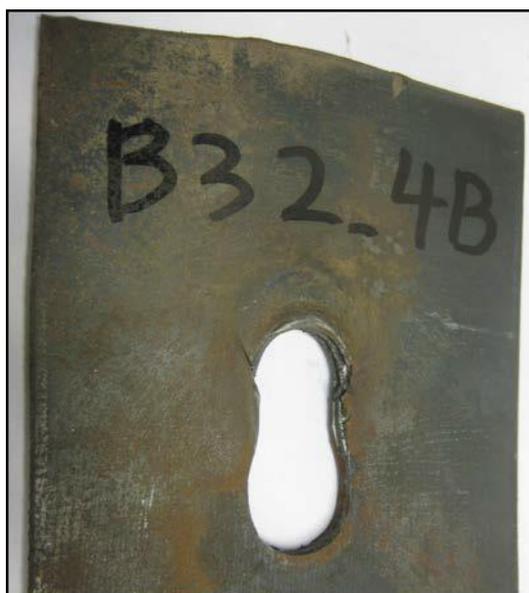
$$R_d = \frac{2,4 \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{a2}} \quad (18)$$

Já para os casos em que o furo tenha alongamento perpendicular à tração, a resistência é dada por:

$$R_d = \frac{2,0 \cdot f_u \cdot L_C \cdot t}{\gamma_{a2}} \quad (19)$$

A Figura 96 mostra o resultado de um ensaio em chapa tracionada, com a ocorrência de esmagamento da parede do furo.

Figura 96 – Esmagamento da parede do furo em chapa tracionada

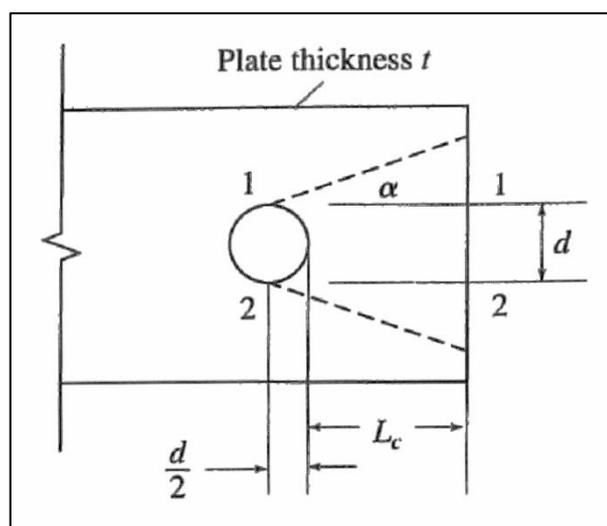


Fonte: Teh e Uz (2016)

4.7.1.2 Rasgamento furo-borda

Como dito no tópico anterior, esse estado limite último ocorre em elementos com distâncias menores entre o furo e as bordas da chapa. Segundo Salmon, Johnson e Malhas (2008), a resistência a rasgamento é dada pela soma das resistências à ruptura ao longo da linha de corte. A Figura 97 mostra o esquema desse tipo de ruptura.

Figura 97 – Rasgamento furo-borda: esquema



Fonte: Salmon, Johnson e Malhas (2008)

Visto que a condição com $\alpha = 0^\circ$ conduz à ruptura de menor resistência, essa condição define a resistência da chapa ao rasgamento furo-borda. Essa resistência é dada pela soma das resistências à ruptura por cisalhamento nos dois trechos de corte. Logo:

$$R_d = 2 \cdot \frac{f_{v,u} \cdot A_g}{\gamma_{a2}} \approx 2 \cdot \frac{0,62 f_u \cdot (L_C \cdot t)}{\gamma_{a2}} \rightarrow R_d = \frac{1,24 \cdot f_u \cdot L_C \cdot t}{\gamma_{a2}} \quad (20)$$

Onde:

L_C = menor distância entre a borda e o furo ou entre furos consecutivos;

Por outro lado, as normas brasileira e americana utilizam como critério de cálculo dessa resistência uma expressão diferente, dada como:

$$R_d = \frac{1,5 \cdot f_u \cdot L_C \cdot t}{\gamma_{a2}} \quad (21)$$

Para os casos em que a deformação do furo deva ser limitada em serviço, as normas adotam uma resistência mais conservadora, igual a:

$$R_d = \frac{1,2 \cdot f_u \cdot L_C \cdot t}{\gamma_{a2}} \quad (22)$$

Já para os casos em que o furo tenha alongamento perpendicular à tração, a resistência é dada por:

$$R_d = \frac{1,0 \cdot f_u \cdot L_c \cdot t}{\gamma_{a2}} \quad (23)$$

A Figura 98 exhibe o estado limite último por rasgamento furo-borda, observado durante ensaio de tração com chapa. Enquanto a Figura 99 mostra outro ensaio, com apenas um furo na ligação. Nesse caso, o rasgamento fica ainda mais evidente.

Figura 98 – Rasgamento furo-borda em chapa tracionada com 2 furos



Fonte: i.ytimg.com/vi/qzZ8k5R2_J8/maxresdefault.jpg. Acesso em 17 out. 2018

Figura 99 – Rasgamento furo-borda em chapa tracionada com 1 furo



Fonte: www.youtube.com/watch?v=sTAcSVIWE. Acesso em 17 out. 2018

4.7.1.3 escoamento da seção bruta

Para que ocorra, necessita que a distribuição de tensões da chapa se dê de maneira uniforme no centro. Para isto, a chapa deve ter comprimento suficiente para que o fluxo de tensões se uniformize ou tenha carga aplicada já de maneira uniformizada nas bordas. Para o primeiro caso, seriam elementos bidimensionais alongados, que se aproximam um pouco da geometria de elementos unidimensionais. Se o fluxo de tensões não tiver se tornado uniforme, então o escoamento não caracterizaria o colapso, pois as tensões se redistribuiriam. Assim, tratando-se de uma situação onde se deve considerar o estado limite último de ruptura da seção líquida efetiva.

As características desse tipo de ruptura são análogas ao descrito para barras tracionadas (item 4.2.1.1).

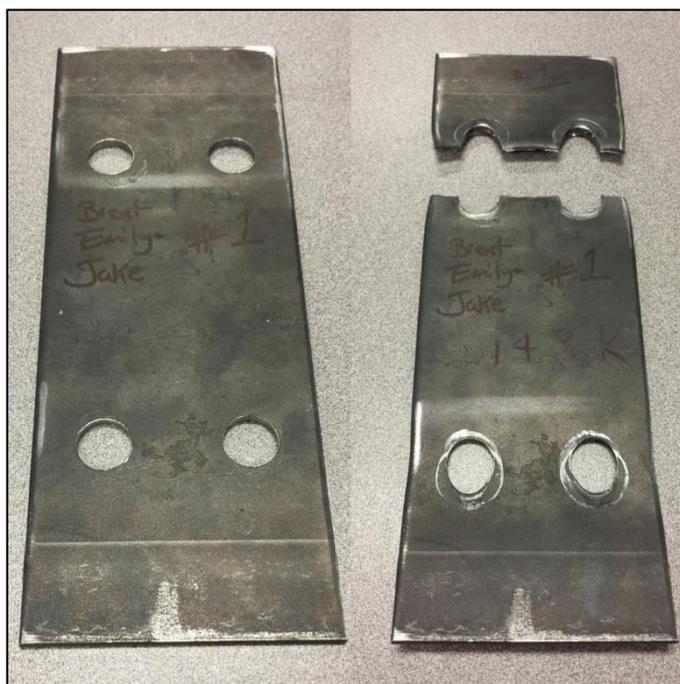
4.7.1.4 Ruptura da seção líquida efetiva

A ruptura da seção líquida efetiva se trata da ruptura da seção de menor resistência da chapa, ocorrendo na região onde é feita a ligação. Para se considerar essa seção, deve-se definir a área líquida crítica, e a partir dela, ao considerar os fluxos de tensões, a área líquida efetiva.

As considerações relativas a esse estado limite são análogas ao mesmo estado limite para barras tracionadas, que pode ser visto no item 4.2.1.2, onde os procedimentos e considerações são descritos e detalhados.

A Figura 100 mostra o resultado de um ensaio de tração em uma chapa, no qual ocorre a falha por ruptura da seção líquida efetiva.

Figura 100 – Ruptura da seção líquida efetiva em chapa tracionada

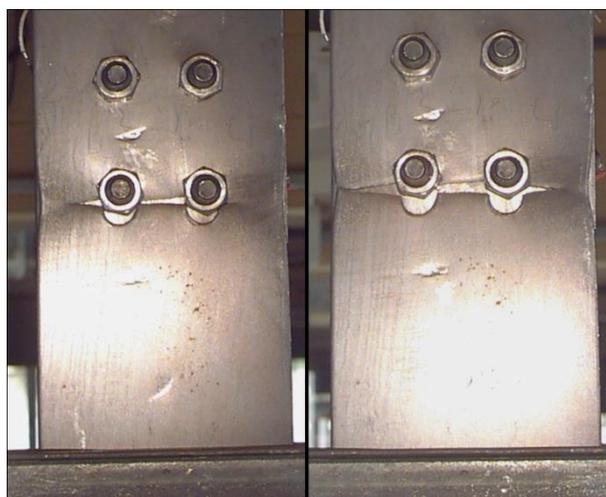


Fonte: https://i.ytimg.com/vi/-8_anE16Gi4/maxresdefault.jpg.

Acesso em 11 out. 2018.

A Figura 101 mostra a evolução da falha por ruptura da seção líquida efetiva em uma chapa tracionada. Nela, é possível observar que a falha se inicia próxima aos conectores e se alastra em direção às bordas.

Figura 101 – Evolução de falha por ruptura da seção líquida efetiva em barra



Fonte: Maiola e Malite (2007)

4.7.1.5 Ruptura em bloco

Este estado limite é análogo ao que ocorre em barras tracionadas, ou seja, sua resistência é dada pela soma das resistências à tração e ao cisalhamento, respectivamente nas seções tracionadas e cisalhadas. Mais detalhes podem ser visto no item 4.2.1.3.

A ruptura em bloco em chapas tracionadas é ilustrada na Figura 102, onde é mostrado o resultado de um ensaio em um elemento com ligação parafusada.

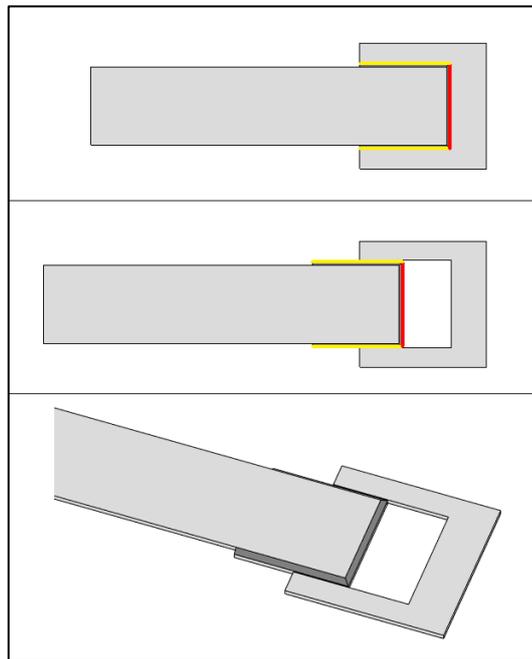
Figura 102 – Elemento antes e após ruptura em bloco



Fonte: i.ytimg.com/vi/dJSrZZKe2d8/maxresdefault.jpg. Acesso em 23 jul. 2018.

A ruptura em bloco também ocorre em chapas tracionadas com ligação soldada. Um exemplo deste caso é ilustrado na Figura 103. Em amarelo está destacada a região cisalhada, e em vermelho a região tracionada.

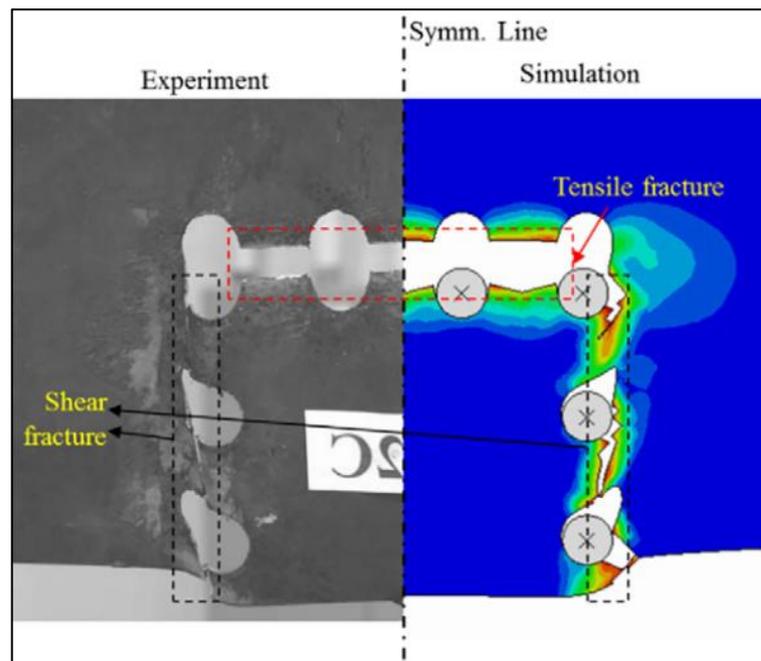
Figura 103 – Ruptura em bloco em chapa soldada



Fonte: elaborado pelo autor (2018)

A Figura 104 mostra uma imagem ampliada de uma ligação parafusada que falha por ruptura em bloco, com a comparação entre um ensaio experimental e um modelo computacional analisado.

Figura 104 – Ligação parafusada após ruptura em bloco

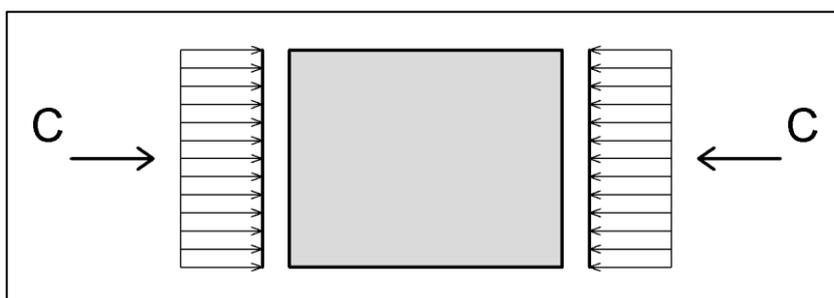


Fonte: Wen e Mahmoud (2017)

4.7.2 ELU para chapas submetidas a demais esforços

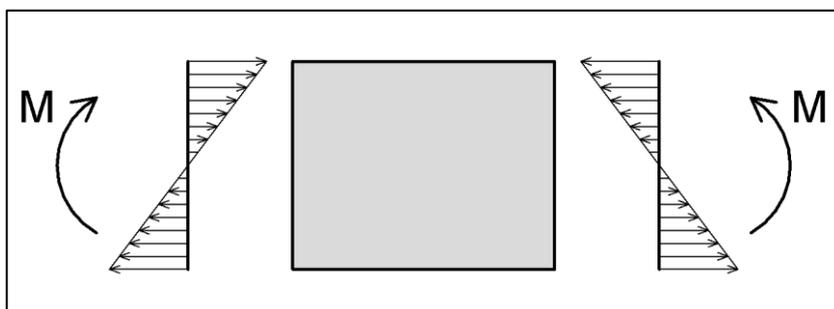
Além da tração, chapas podem estar sujeitas a esforços de compressão, flexão e cisalhamento. As Figuras 105, 106 e 107 mostram esquemas de chapas comprimida, fletida e cisalhada, respectivamente.

Figura 105 – Chapa comprimida



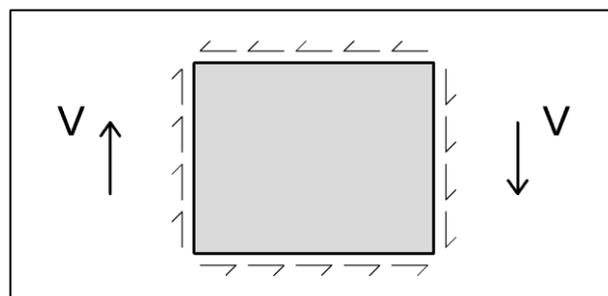
Fonte: elaborado pelo autor (2018)

Figura 106 – Chapa fletida



Fonte: elaborado pelo autor (2018)

Figura 107 – Chapa cisalhada



Fonte: elaborado pelo autor (2018)

Estes três tipos de tensão podem atuar isoladamente ou em conjunto. Como dito anteriormente, cada caso de chapa deve ser analisado pelo engenheiro de estruturas através de um modelo que seja coerente com o elemento estudado.

4.7.2.1 Plastificação

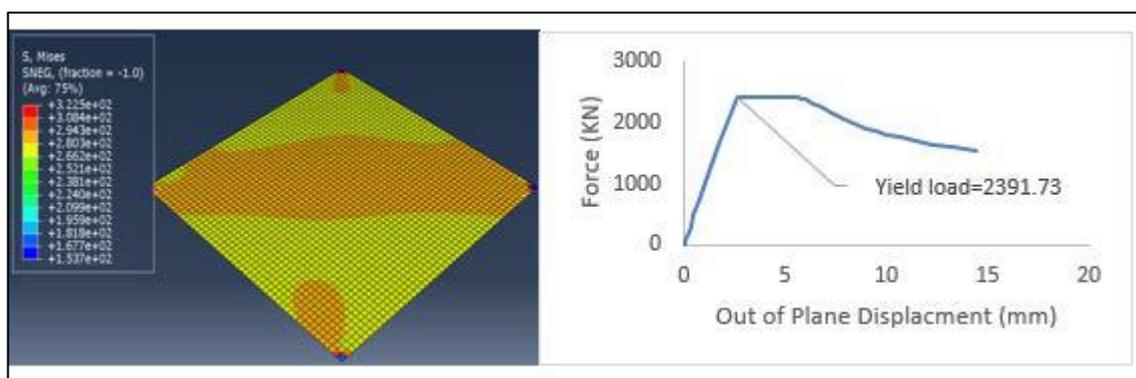
A plastificação ocorre apenas no caso de **chapas compactas** (chapas de grande espessura), visto que chapas esbeltas tendem a ter a flambagem como condição crítica ao dimensionamento.

Em chapas comprimidas, esse estado limite é análogo ao apresentado no item 4.3.1.1 (plastificação da seção).

A plastificação de chapas sob flexão é estudada principalmente na análise de vigas fletidas de seção compacta (visto no item 4.4.1.1).

Para o caso de chapas cisalhadas, a plastificação por cisalhamento foi estudada inicialmente em barras cisalhadas, no item 4.5.1.1 (Plastificação da alma por cisalhamento). A Figura 108 exibe uma chapa compacta sob esforço cisalhante. Nesse modelo, a chapa atinge o estado limite último quando a tensão atinge o valor da tensão de escoamento.

Figura 108 – Chapa compacta cisalhada ($t=12\text{mm}$)



Fonte: Hafez (2016)

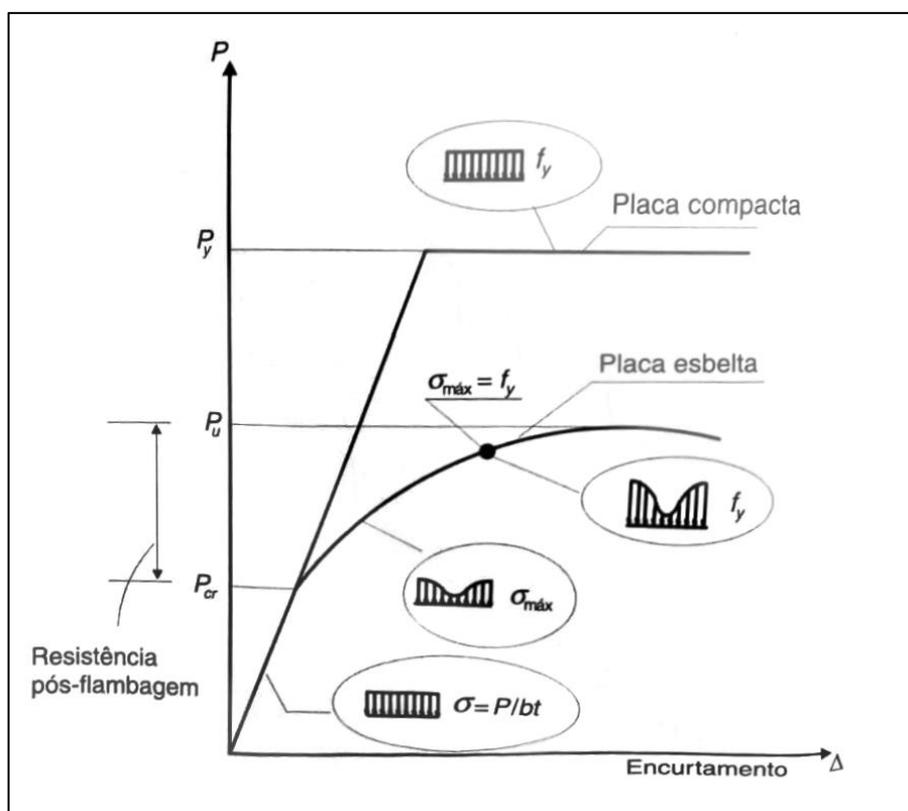
4.7.2.2 Flambagem da chapa

A instabilidade em chapas ocorre em **elementos esbeltos**. Pode ocorrer em regime elástico ou inelástico. A equação que determina a tensão de flambagem de chapas é:

$$\sigma_e = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (12)$$

Para **chapas comprimidas**, a flambagem que ocorre é análogo ao que foi exposto no item 4.3.1.6. Na Figura 109 é possível ver a comparação entre as resistências à compressão de chapas espessas e de chapas finas (denominadas, respectivamente, compacta e esbelta).

Figura 109 – Chapa comprimida: resistência e efeito pós-crítico



Fonte: Pfeil e Pfeil (2012)

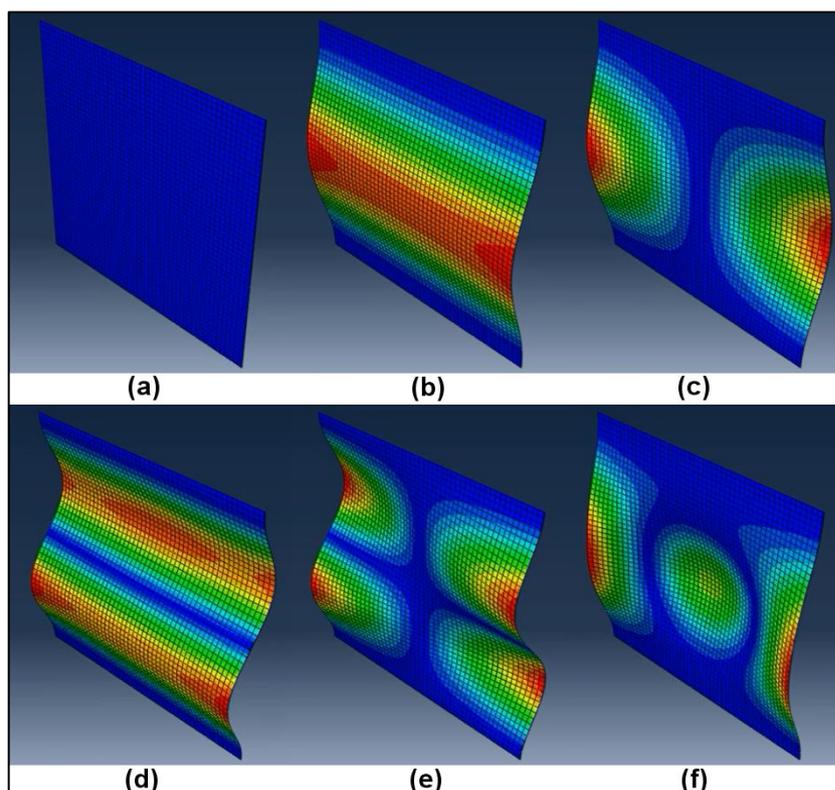
Nessa figura, as placas são consideradas como apoiadas nas duas bordas laterais (AA). É possível observar os diversos estágios de tensão ao qual a chapa está submetida. Tanto na situação em que se atinge o colapso por plastificação da seção (chapa espessa) quanto na situação onde o elemento flamba, passa pela reserva de resistência (efeito pós-crítico) e então atinge a tensão de ruptura (chapa esbelta). No item 4.3.1.6 são estudadas tanto chapas biapoiadas (AA) quanto com um apoio em um bordo (AL), os quais possuem efeito pós-crítico. Contudo, para o caso de flambagem em chapas sem apoio lateral (LL), não ocorre efeito pós-crítico.

No tópico 4.3.1.6 os valores para o coeficiente de flambagem da chapa k são tabelados apenas para o caso de chapas de grande comprimento. Contudo, há influência da relação entre comprimento e largura (L/b) no valor de k , bem como das condições de apoio ao longo da largura (que era desprezada no estudo de flambagem local, uma vez que os elementos estudados eram de grande comprimento).

As influências da relação L/b e dos apoios são descritas no material do curso de mecânica das estruturas do Massachusetts Institute of Technology (MIT).³⁰

A Figura 110 mostra o resultado de um teste em um modelo de chapa com base engastada e carga de compressão uniforme no topo. A figura (a) é o modelo indeformado e as figuras (b) a (f) são os modos de flambagem, do primeiro ao quinto, respectivamente.

Figura 110 – Chapa comprimida: modos de flambagem

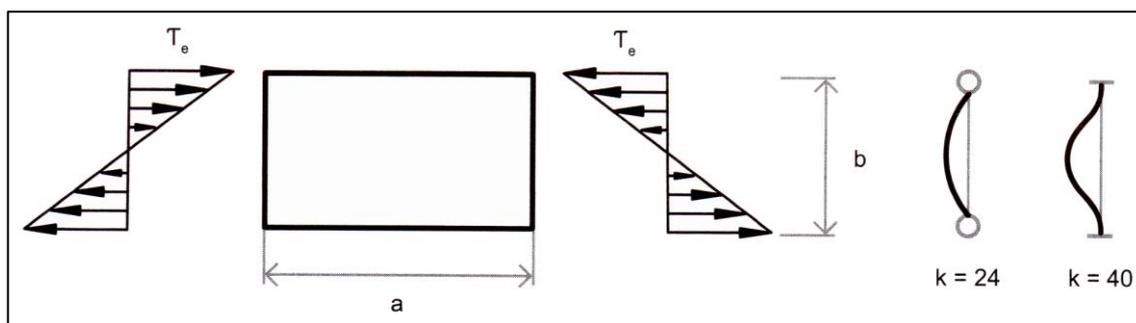


Fonte: www.youtube.com/watch?v=Q0KpkMxz_7g. Acesso em 24 out. 2018.

³⁰ Disponível no OpenCourseWare, uma plataforma de ensino do MIT. O material que fala sobre a variação do coeficiente k em razão da relação L/b foi publicado em 2013 com o título de “Lecture 11: Buckling of Plates and Sections”, e está disponível em: <https://ocw.mit.edu/courses/mechanical-engineering/2-080j-structural-mechanics-fall-2013/course-notes/MIT2_080JF13_Lecture11.pdf>. Acesso em: 23 out. 2018.

Para o caso de **chapas fletidas**, a flambagem é observada principalmente em vigas sujeitas a flambagem local da alma (apresentado no item 4.4.1.3). Para o caso de chapas fletidas com condições de apoio simples ou engastado, a Figura 111 mostra o valor do coeficiente de flambagem da chapa k , a ser inserido na equação (12).

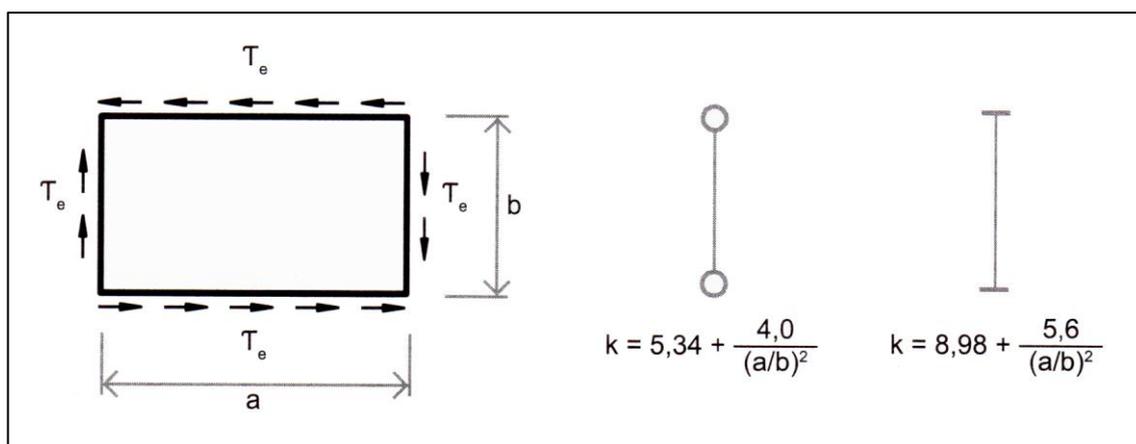
Figura 111 – Valores do coeficiente de flambagem de chapa k em chapas fletidas



Fonte: Andrade e Vellasco (2016)

Já para o caso de **chapas cisalhadas**, que ocorrem principalmente em almas de vigas esbeltas (estudado no item 4.5.1.2), o valor do coeficiente de flambagem k é mostrado na Figura 112, de acordo com a condição de apoio lateral (rotulado ou engastado).

Figura 112 – Valores do coeficiente de flambagem de chapa k em chapas cisalhadas

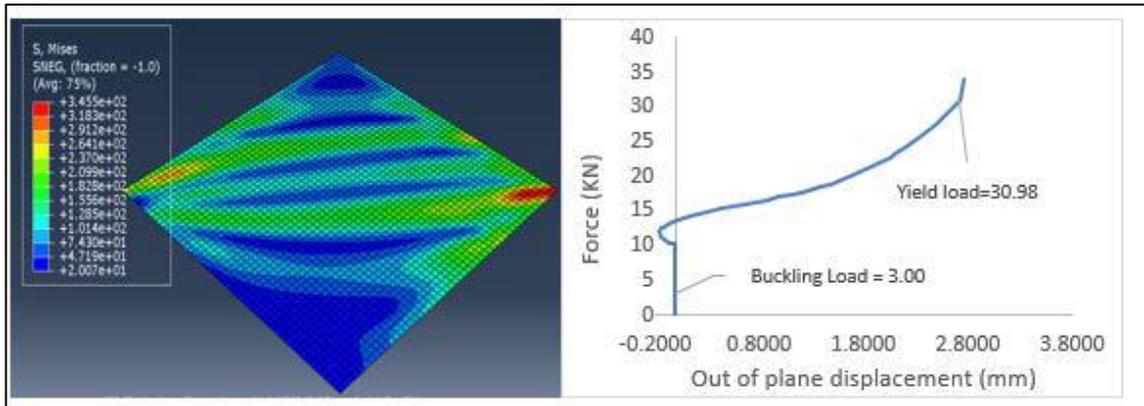


Fonte: Andrade e Vellasco (2016)

As Figuras 113, 114 e 115 mostram os resultados em modelos de chapas esbeltas com espessuras de, respectivamente, 1,25, 2 e 5 mm. No primeiro e no segundo caso é possível observar a ocorrência da flambagem em valores de carga baixos, caracterizando a flambagem elástica. No terceiro caso, os valores de carga crítica de flambagem e de

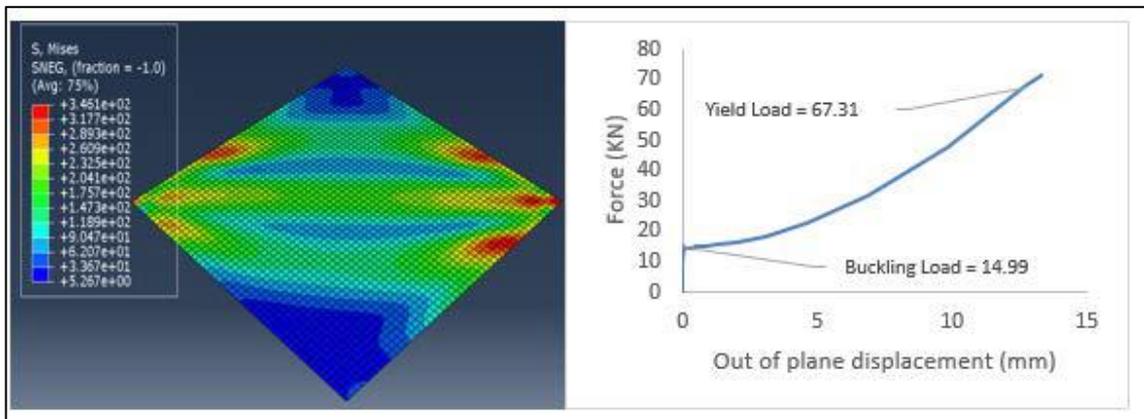
escoamento se aproximam, e é possível observar claramente a carga máxima que a chapa suporta, caracterizando o colapso.

Figura 113 – Chapa esbelta cisalhada ($t=1,25\text{mm}$)



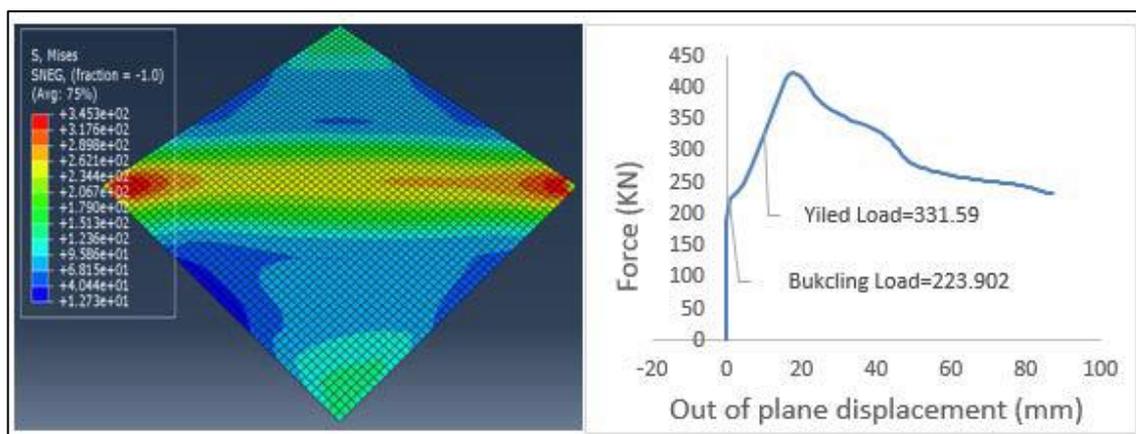
Fonte: Hafez (2016)

Figura 114 – Chapa esbelta cisalhada ($t=2\text{mm}$)



Fonte: Hafez (2016)

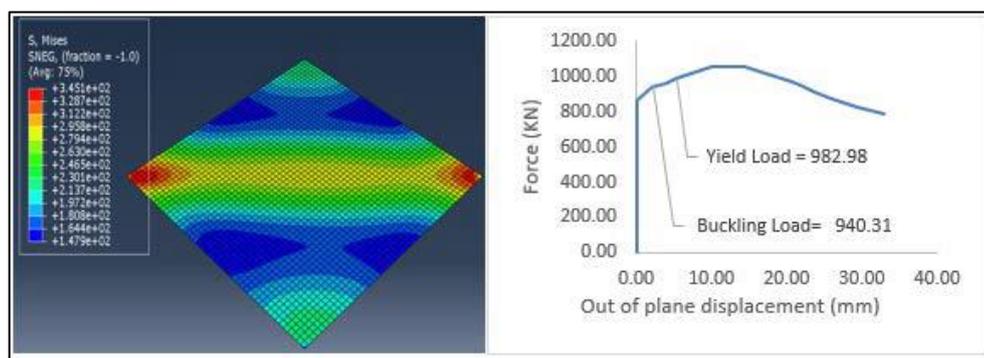
Figura 115 – Chapa esbelta cisalhada ($t=5\text{mm}$)



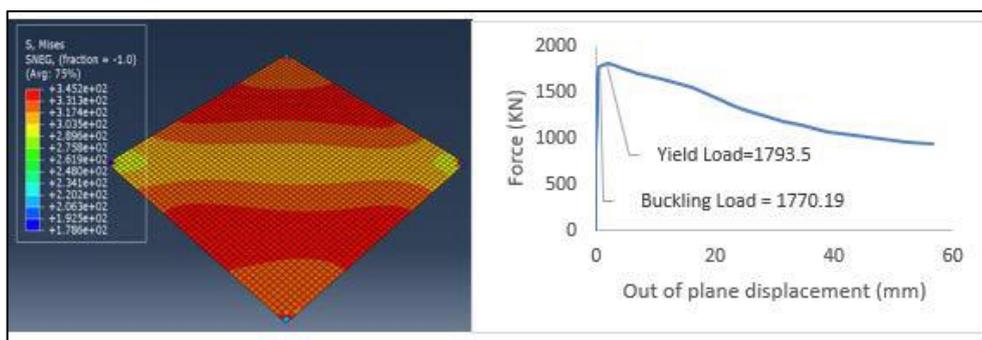
Fonte: Hafez (2016)

As Figuras 116 e 117 exibem o mesmo tipo de teste das figuras anteriores, mas com chapas de espessuras de 8 e 10mm, respectivamente. Nesses casos, a flambagem ocorre, e logo após, a peça entra em regime plástico de deformação. Assim, estas chapas possuem característica de flambagem inelástica, com isto devendo ser levado em consideração no dimensionamento.

Figura 116 – Chapa esbelta cisalhada ($t=8\text{mm}$)



Fonte: Hafez (2016)

Figura 117 – Chapa esbelta cisalhada ($t=10\text{mm}$)

Fonte: Hafez (2016)

No caso prático de estruturas de aço a ocorrência de elementos de chapa pode se dar nas mais diversas formas. Um desses casos se dá na forma de enrijecedores. A Figura 118 ilustra este caso, com ensaio em laboratório realizado em enrijecedor triangular, que falha por flambagem. Na esquerda da figura, a situação inicial do teste. No centro, a situação final, e na direita, o resultado da análise do modelo computacional.

Figura 118 – Ensaio e modelo em elementos finitos de enrijecedor com flambagem



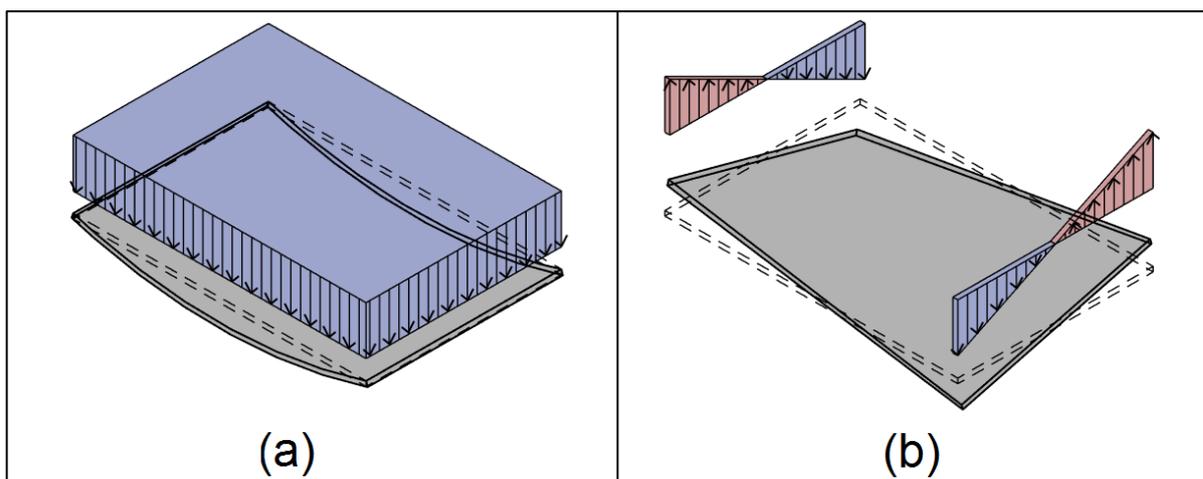
Fonte:

resources.ideastatica.com/Content/02_Steel/Verifications/Articles/LABORATORY_VALIDATION_OF_IDEA_STATICA_STEEL_CONNECTIONS_AND_DETAILS.pdf. Acesso em 26 out. 2018.

4.7.3 ELU em placas

Além dos tipos de esforços que ocorrem em chapas, descritos anteriormente, dois outros esforços podem ocorrer em elementos bidimensionais. São eles a flexão e a torção em placas (Figura 119 (a) e (b), respectivamente).

Figura 119 – Placas fletidas e torcidas

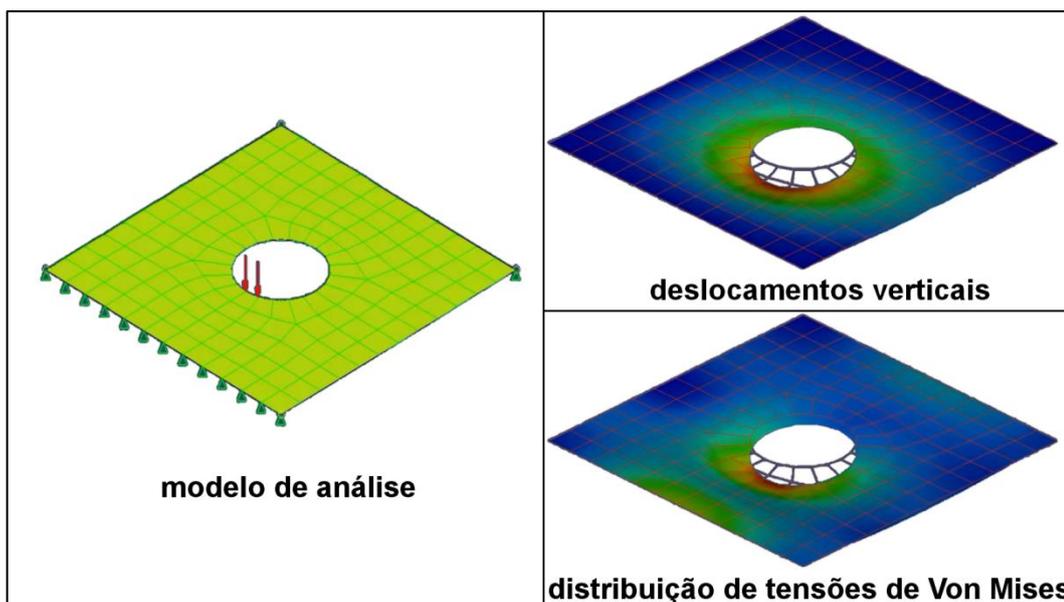


Fonte: elaborado pelo autor (2018)

Enquanto as chapas trabalham com esforços contidos no plano bidimensional, as placas possuem ações transversais ao plano do elemento, isso faz com que esses elementos se deformem fora do plano mesmo sem a ocorrência de instabilidade (como ocorre em chapas, que se deformam fora do plano somente após efeito da flambagem).

Assim como ocorre com as chapas, a análise de placas deve ser feita pelo engenheiro de estruturas avaliando cada caso, determinando quais modelos utilizar e quais aproximações podem e serão feitas. Dos resultados, se identifica, então, qual carga configura o estado limite último, geralmente plastificação. A Figura 120 ilustra um exemplo de análise em placa fletida.

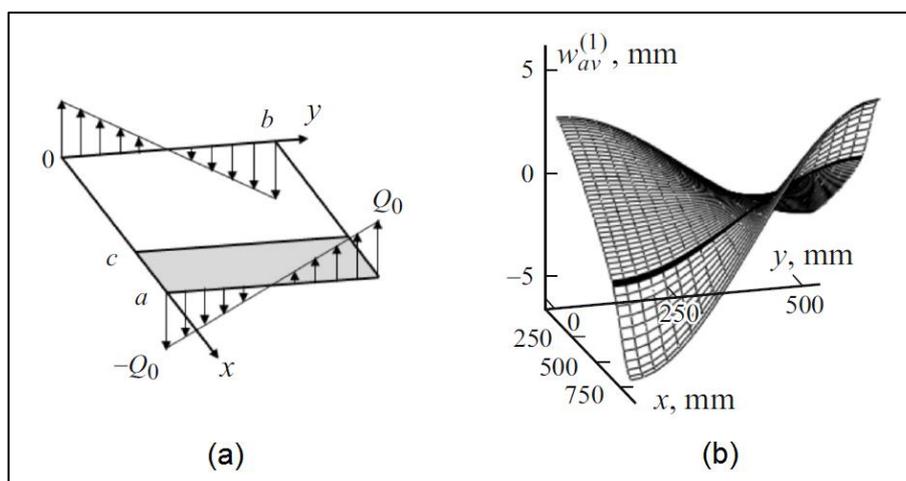
Figura 120 – Exemplo de análise de placa fletida



Fonte: www.youtube.com/watch?v=TiOC14Y6Krc. Acesso em 26 out. 2018.

A Figura 121 mostra um exemplo de análise em um elemento de placa torcida. Em (a), as cargas aplicadas, e em (b), as deformações oriundas dessas cargas.

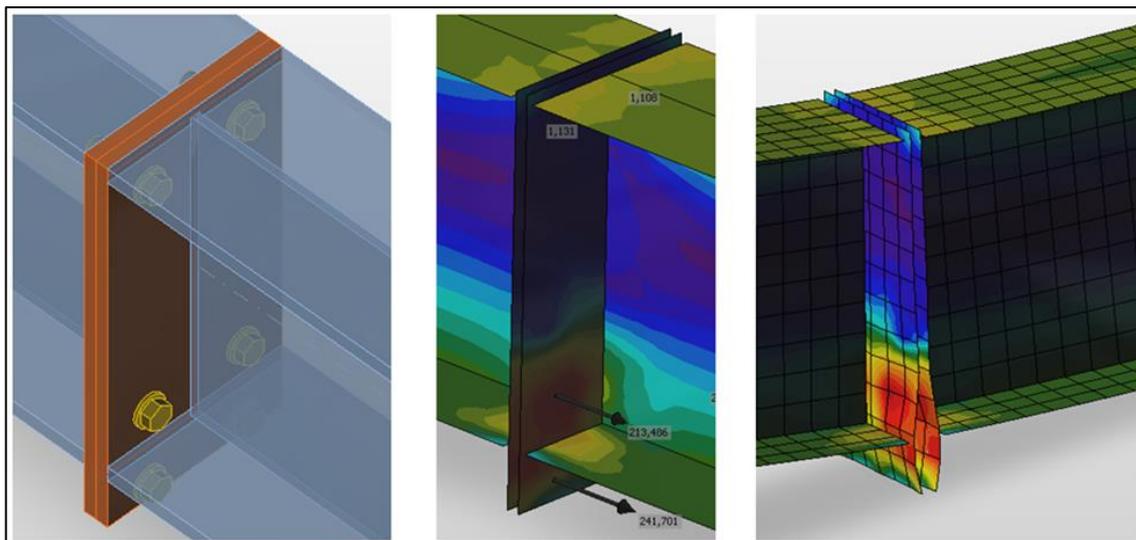
Figura 121 – Exemplo de análise de placa torcida



Fonte: Timonin (2016)

A Figura 122 mostra a análise de uma emenda, que é um exemplo prático de aplicação de placas em estruturas metálicas.

Figura 122 – Exemplo prático de análise de placa fletida



Fonte: resources.ideastatica.com/Content/02_Steel/Theoretical_background/1_General.htm. Acesso em 29 out. 2018.

4.8 Elementos de ligação parafusada

4.8.1 ELU para elementos de ligação por contato

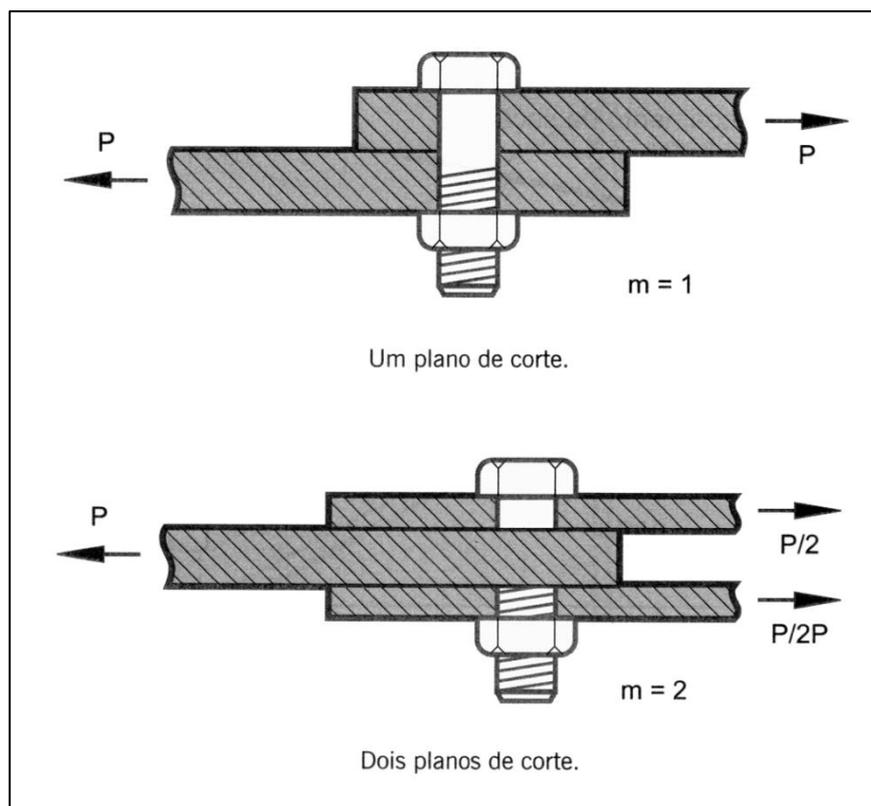
4.8.1.1 Ruptura do parafuso

A ruptura do parafuso por contato se dá por **cisalhamento no fuste**. A resistência a esse estado limite é igual à resistência dos parafusos, obtida para a **área efetiva** (que já considera a possível redução da área em função das ranhuras). Para um parafuso, a resistência de cálculo a cisalhamento é dada como:

$$R_d = m \frac{f_{v,u} \cdot A_e}{\gamma_{a2}} \approx m \frac{0,60 f_u \cdot A_e}{\gamma_{a2}} \quad (24)$$

Onde “m” é o número de planos de corte no parafuso. A Figura 123 exemplifica os casos com um e dois planos de corte.

Figura 123 – Planos de corte em parafusos



Fonte: Andrade e Vellasco (2016)

Para uma quantidade ‘n’ de parafusos que simultaneamente resistem a essa ruptura, a resistência de cálculo da ligação é dada pela multiplicação direta da quantidade de parafusos pela resistência individual de cada parafuso, calculada conforme equação anterior.

Pfeil e Pfeil (2012) explicam que a área efetiva na rosca do parafuso é aproximadamente 70% da área bruta. Assim, para um plano de corte que atravesse a região rosqueada, a resistência do parafuso é dada, inclusive na NBR 8800:2008, por:

$$R_d = \frac{0,60f_u \cdot (0,70 \cdot A_n)}{\gamma_{a2}} \approx \frac{0,40f_u \cdot A_n}{\gamma_{a2}} \quad (25)$$

Em que A_n é a área nominal do parafuso.

Para um plano de corte que não passe pela região rosqueada do parafuso, a norma brasileira considera a resistência do parafuso à ruptura em um plano de corte como sendo:

$$R_d = \frac{0,50f_u \cdot A_n}{\gamma_{a2}} \quad (26)$$

A Figura 124 mostra a progressão de um ensaio de uma ligação com conector, a qual falha por ruptura do parafuso por cisalhamento.

Figura 124 – Ruptura do parafuso por cisalhamento



Fonte: www.youtube.com/watch?v=GrIgQAAsVsl. Acesso em 27 out. 2018.

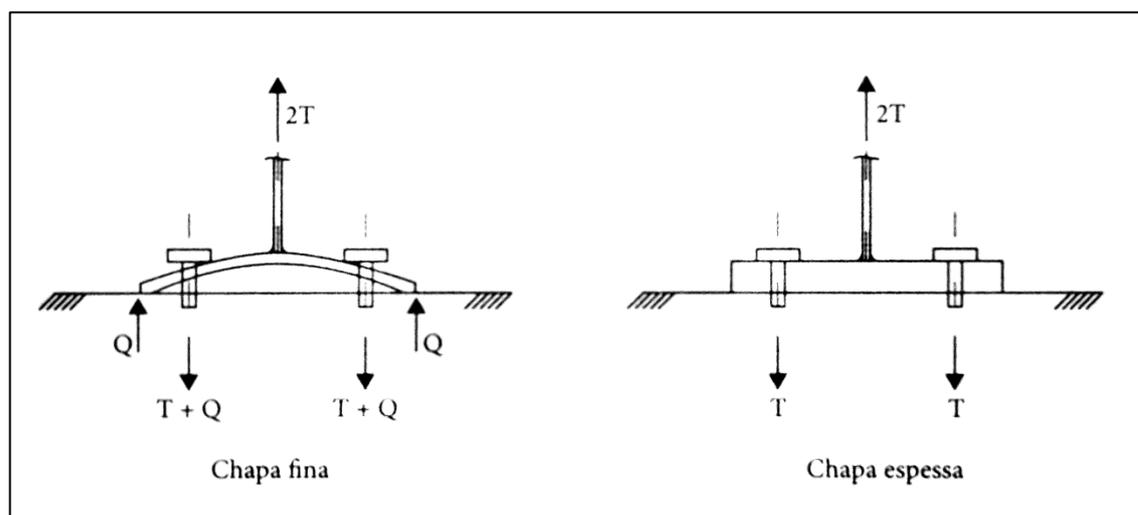
Em conectores longos, este pode estar submetido à flexão considerável. Para considerar o efeito da flexão, a resistência ao corte é reduzida. Pfeil e Pfeil (2012) indicam que para conectores com pega³¹ de até cinco vezes seu diâmetro, essa redução pode ser desprezada. Para os casos de pega maior, os autores indicam a diminuição de 1% de resistência para cada 1,5mm acima desse limite.

4.8.2 ELU para elementos de ligação por tração

Durante a análise de elementos de ligação por conectores tracionados, deve-se realizar a análise estrutural para encontrar os valores das tensões nos conectores. Nessa verificação, deve-se avaliar a ocorrência de tensões adicionais devidas ao **efeito de alavanca**. Tal fenômeno ocorre devido à deformação das placas que contém os conectores, caso estas tenham espessura pequena suficiente para conferir comportamento flexível a ela. Souza (2017) destaca também a necessidade que as ligações tenham força aplicada fora do plano de cisalhamento do conector. Ainda segundo o autor, placas de maior espessura, suficientemente rígidas, se deformam pouco e podem ter esse efeito desprezado na análise. A Figura 125 ilustra a diferença entre os casos com ligações em chapas finas e espessas.

³¹ Pfeil e Pfeil (2012) definem pega como o comprimento entre as faces internas da cabeça do parafuso

Figura 125 – Efeito de alavanca: chapas finas *versus* chapas espessas



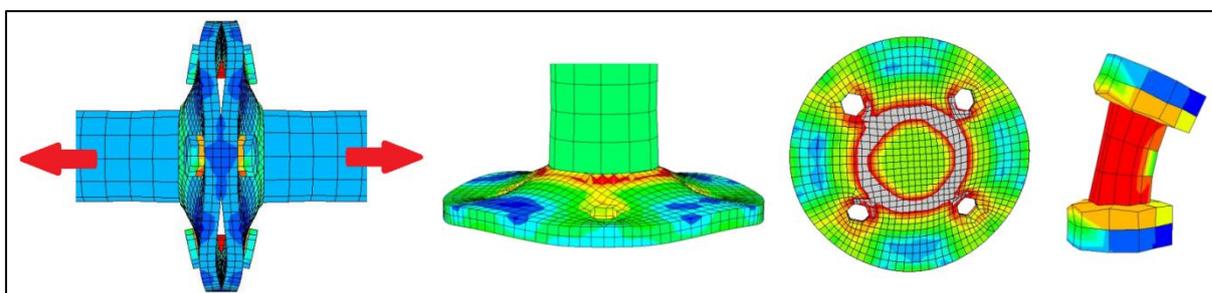
Fonte: Souza (2017)

A depender da espessura da chapa três situações podem acontecer:

1. A placa é muito fina e plastifica (constituindo um ELU, visto em 4.7.2.1);
2. A placa pode ter espessura intermediária, não plastificando, mas ocorrendo efeito de alavanca;
3. A chapa é muito espessa, e não plastifica nem ocorre efeito de alavanca.

A Figura 126 mostra o modelo de uma ligação com conectores tracionados, com os parafusos sofrendo de efeito de alavanca.

Figura 126 – Exemplo de ligação tracionada com efeito de alavanca



Fonte: Farajpour (2017)

4.8.2.1 Ruptura da seção efetiva

Em conectores tracionados, a ruptura da seção efetiva do parafuso caracteriza o estado limite último. A seção efetiva se refere à área da seção bruta do parafuso que efetivamente resiste ao esforço de tração.

Andrade e Vellasco afirmam que, apesar do parafuso possuir uma protensão inicial, devido ao aperto da porca, essa tração, de acordo com dados experimentais, pode ser ignorada no dimensionamento. Assim, a resistência do parafuso tracionado é dada diretamente pela resistência da seção efetiva tracionada (A_e), sem reduções devidas a tensões iniciais. Logo:

$$R_d = \frac{f_u \cdot A_e}{\gamma_{a2}} \quad (27)$$

Segundo Salmon, Johnson e Malhas (2008), a redução da área bruta para se obter a área efetiva de tração geralmente fica entre 21 e 25%. Adotando-se 25% como padrão, a área líquida efetiva que vai resistir ao esforço é 0,75 da área bruta do fuste. Assim, para um parafuso, a resistência à tração é dada como:

$$R_d = 0,75 \frac{f_u \cdot A_g}{\gamma_{a2}} \quad (28)$$

Onde A_g é a área bruta do fuste, não rosqueado.

Para o caso de parafusos, o estado limite de ruptura da seção efetiva é o único a ser verificado. Contudo, para o caso de barras rosqueadas, o estado limite último de escoamento da seção bruta também deve ser verificado, como mostrado a seguir.

4.8.2.2 Escoamento da seção bruta

Em adição à verificação da ruptura da seção efetiva, o escoamento da seção bruta do conector deve ser verificado nos casos de barras rosqueadas. Essa verificação é feita considerando diretamente a resistência ao escoamento, dada por:

$$R_d = \frac{f_y \cdot A_g}{\gamma_{a1}} \quad (29)$$

4.8.3 ELU para elementos de ligação por atrito

4.8.3.1 Escorregamento ao longo do furo ovalizado

Segundo Souza (2017), em ligações por atrito o escorregamento pode consistir tanto em um estado limite último quanto em um estado limite de serviço. Se o escorregamento ocorrer em um furo padrão ou perpendicular ao alongamento de um furo ovalizado, consiste em um estado limite de serviço, que será estudado no item 4.8.4.1. Para o caso em que esse escorregamento ocorra ao longo de um furo ovalizado, fica caracterizado o estado limite último. Segundo Pfeil e Pfeil (2012), o limite último se justifica em face da hipótese dos pequenos deslocamentos, geralmente adotada na análise estrutural.

A resistência ao escorregamento é função da quantidade de superfícies de contato, do tipo de superfície de contato (que define o coeficiente de atrito μ), do tipo de furo (a partir do fator de redução C_h , que varia se o furo é padrão, muito ou pouco alongado) e da força de protensão $F_{t,S}$ aplicada no parafuso. Para a norma NBR 8800:2008, a força resistente de cálculo é dada no item 6.3.4, como sendo:

$$R_{f,Rd} = \frac{1,13 \cdot \mu \cdot C_h \cdot F_{tb} \cdot n_s}{\gamma_e} \left(1 - \frac{F_{t,Sd}}{1,13 F_{tb}} \right) \quad (30)$$

4.8.4 ELS para elementos de ligação por atrito

4.8.4.1 Escorregamento em furo padrão ou perpendicular ao sentido do furo ovalizado

O escorregamento em furo padrão ou o escorregamento perpendicular ao furo ovalizado ambos caracterizam o estado limite de serviço, visto que a ligação deixa de funcionar como ligação por atrito e passa a funcionar por contato. (SOUZA, 2017)

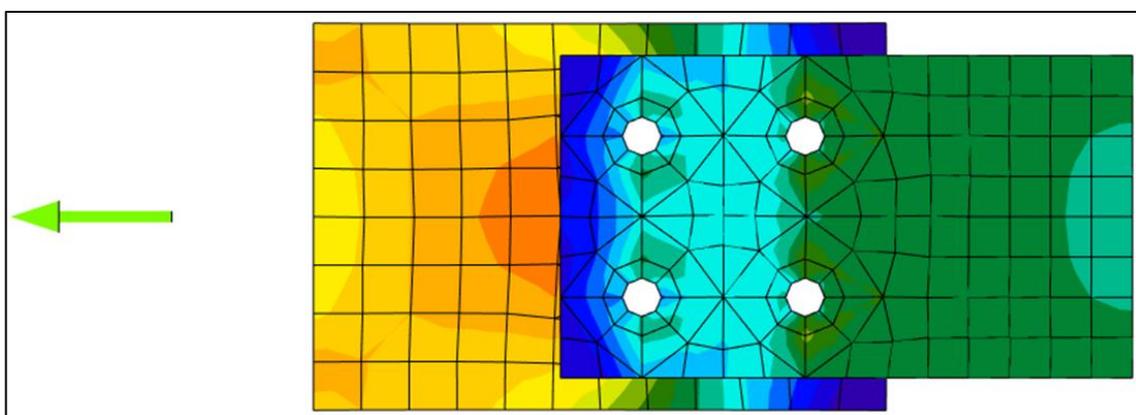
Como dito anteriormente, no item 2.2.4.1, ligações por contato possuem resistência maior que ligações por atrito. Logo esse escorregamento não caracteriza o colapso, mas sim compromete o uso e durabilidade da estrutura.

A resistência a escorregamento como estado limite de serviço é função das mesmas variáveis as quais foram enumeradas para o escorregamento ao longo do furo ovalizado. Para a norma NBR 8800:2008, item 6.3.4, esta resistência é dada por:

$$R_{f,Rk} = 0,8 \cdot \mu \cdot C_h \cdot F_{tb} \cdot n_s \left(1 - \frac{F_{t,Sk}}{0,8F_{tb}} \right) \quad (31)$$

A Figura 127 mostra a análise de um modelo em elementos finitos de uma ligação parafusada por atrito.

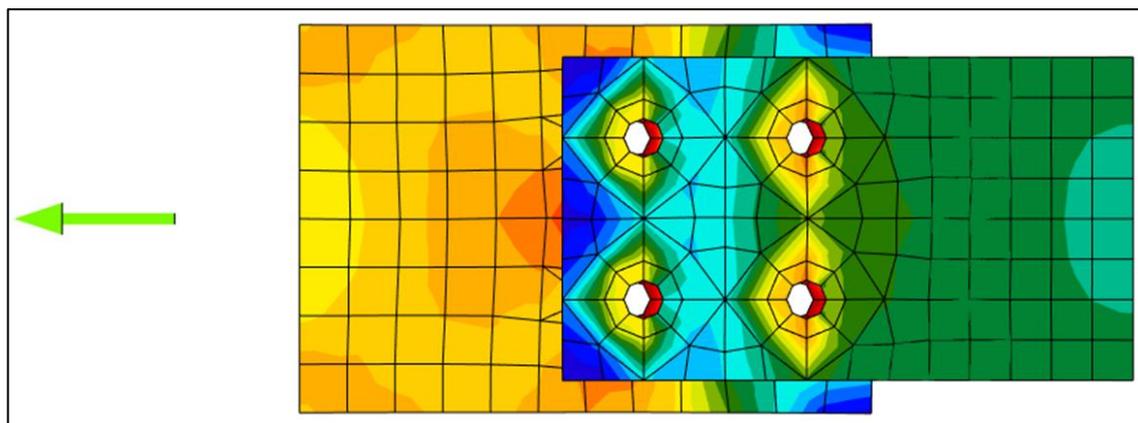
Figura 127 – Análise de modelo de ligação parafusada por atrito



Fonte: resources.ideastatica.com/Content/02_Steel/Theoretical_background/1_General.htm. Acesso em 29 out. 2018.

Para comparação, a Figura 128 mostra o mesmo modelo da figura anterior, mas com os parafusos trabalhando por contato. Nessa figura, é possível ver a concentração de tensões nas regiões de contato na borda do furo, enquanto no caso de ligações por atrito as tensões são mais bem distribuídas no elemento. Isto ilustra a diferença de comportamento entre a situação de utilização da ligação por atrito e a situação após o escorregamento, com a ligação passando a ser por contato.

Figura 128 – Análise de modelo de ligação parafusada por contato



Fonte: resources.ideastatica.com/Content/02_Steel/Theoretical_background/1_General.htm. Acesso em 29 out. 2018.

4.9 Elementos de ligação soldada

O estado de tensões em soldas é geralmente complexo. Contudo, os processos de cálculo geralmente utilizados para verificar a ruína de ligações soldadas são bastante simplificados e conservadores. (ANDRADE e VELLASCO, 2016)

Para a norma brasileira NBR 8800:2008, dois tipos principais de ruína podem ocorrer em ligações soldadas: a ruína no metal de solda e a ruína do metal base³². Estes modos de ruína são representados, respectivamente, pela ruptura da seção efetiva da solda (4.9.1.1) e pelo escoamento ou ruptura do metal base (4.9.1.2).

4.9.1 ELU para elementos de ligação soldada

4.9.1.1 Ruptura da seção efetiva da solda

Andrade e Vellasco (2016) afirmam que, geralmente, o eletrodo utilizado para solda é escolhido de forma que a solda tenha resistência maior que o metal base. Por isso, em alguns casos a verificação da ruptura da solda é dispensada. Isto ocorre porque, além de definir eletrodo apropriado, as normas geralmente atribuem espessuras mínimas para as soldas, de forma que o plano de ruptura crítico seja um plano no metal base. Contudo, em

³² Metal base é o nome dado às partes que serão unidas pela solda (ANDRADE e VELLASCO, 2016)

casos específicos ela se faz necessária. A Tabela 8 mostra os casos em que as verificações para metal base e solda devem ser feitas.

Tabela 8 – Resistência a ser considerada em soldas

TIPO DE SOLDA	TIPO DE SOLICITAÇÃO E ORIENTAÇÃO	RESISTÊNCIA CONSIDERADA
Soldas de entalhe com penetração total	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda	MB
	Tração ou compressão normais ao eixo da solda	MB
	Cisalhamento	MB ou S
Soldas de entalhe com penetração parcial	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda	MB
	Compressão normal à seção efetiva da solda	MB
	Tração em qualquer direção não paralela ao eixo da solda	MB
	Cisalhamento	MB ou S
Soldas de filete	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda	MB
	Tração ou compressão em qualquer direção não paralela ao eixo da solda	MB ou S
	Cisalhamento na seção efetiva	MB ou S
Soldas de bujão em furos ou rasgos	Cisalhamento na seção efetiva	MB ou S

MB = metal base; S = solda

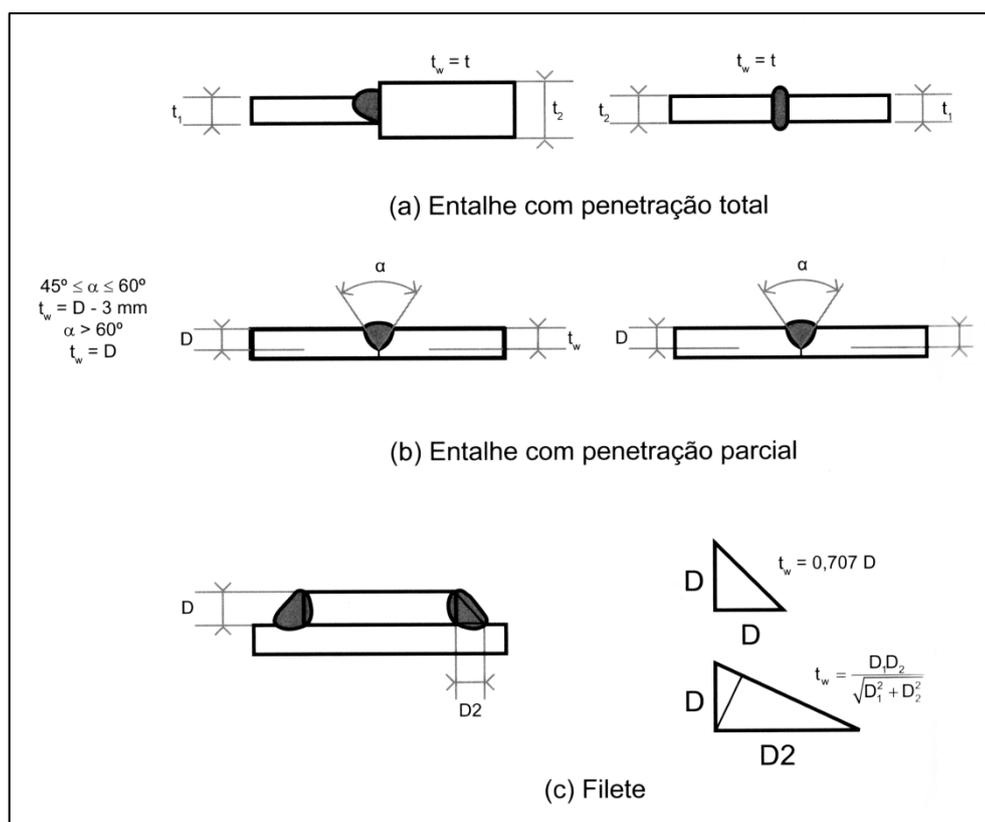
Fonte: adaptado de Andrade e Vellasco (2016)

Nos casos em que a ruptura da solda for relevante, a resistência da solda é calculada através de uma área efetiva de solda (A_w) (PFEIL e PFEIL, 2012). Esta área corresponde ao plano de ruptura da solda em relação às solicitações as quais ela está submetida. Ela é dada pelo produto da espessura efetiva de solda (a_e), também chamada garganta efetiva para o caso de soldas em filete, e do comprimento efetivo de solda (L_e):

$$A_w = a_e \cdot L_e \quad (32)$$

A espessura efetiva de solda depende de características de detalhamento da ligação. A Figura 129 mostra alguns casos de cálculo dessa espessura.

Figura 129 – Espessura efetiva de solda

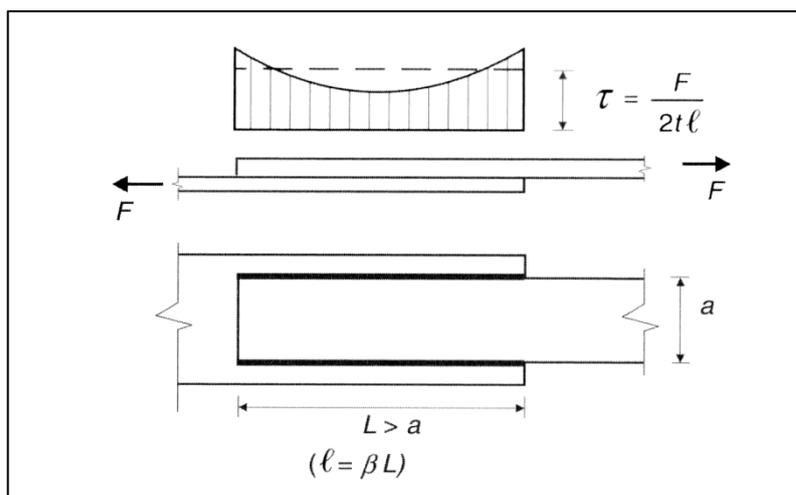


Fonte: Andrade e Vellasco (2016)

Quanto ao comprimento efetivo de solda, Pfeil e Pfeil (2012) explicam que ele é dado pelo comprimento real total da solda (L), incluindo retornos de extremidade. Exceção a isso acontece nos casos de filetes longitudinais de peças sob esforço axial. Nesses casos, o comprimento efetivo é dado considerando a distribuição de tensões na solda, a qual possui maior tensão nas extremidades do cordão de solda (Figura 130). Em soldas desse tipo que sejam mais curtas, próximo ao estado limite de ruptura as tensões são redistribuídas plasticamente ao longo da solda, uniformizando-as antes do ELU, e o comprimento efetivo é o próprio comprimento real. Em soldas desse tipo mais longas, a redistribuição de tensões não acontece. Por isso, no caso de soldas longas longitudinais de peças axialmente solicitadas, o comprimento efetivo de solda é calculado multiplicando o comprimento real da solda por um fator de redução β , que depende da relação entre comprimento e perna³³ da solda.

³³ Perna da solda é o menor lado da solda em filete, na face em contato com o metal base (PFEIL e PFEIL, 2012)

Figura 130 – Distribuição de tensões em soldas longitudinais

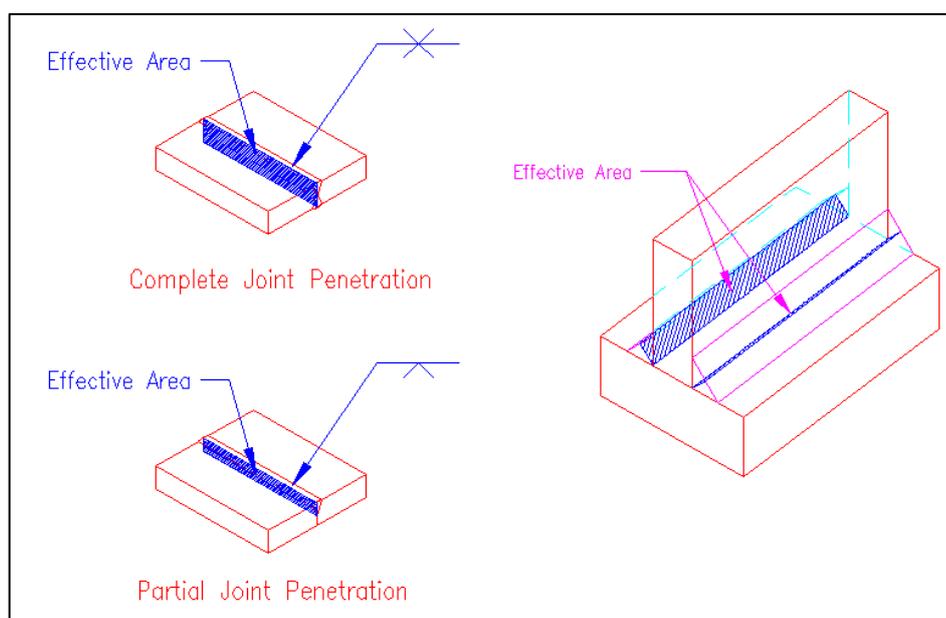


Fonte: Pfeil e Pfeil (2012)

Por outro lado, soldas muito curtas também devem ser evitadas. Andrade e Vellasco (2016) explicam que o cordão de solda tende a ter imperfeições no início e no final, que se tornam mais relevantes quanto menor a solda. A norma NBR 8800:2008 estabelece que tal comprimento não seja inferior a 40 mm ou a quatro vezes D (ver significado de “ D ” na Figura 129). Nos casos em que o comprimento de solda estiver abaixo desse valor, o comprimento efetivo deve ser tomado como um quarto do comprimento real.

A área efetiva de solda é exemplificada na Figura 131.

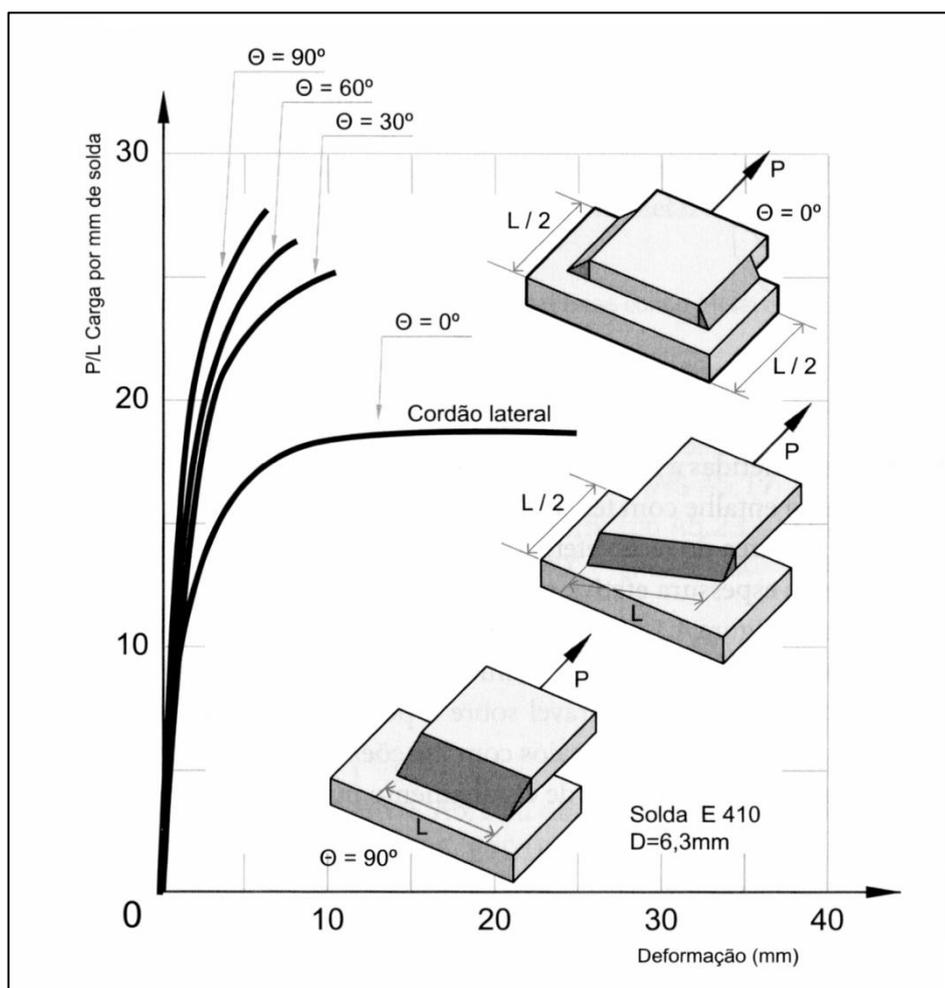
Figura 131 – Área efetiva de solda em soldas de penetração e filete



Fonte: Quimby (2017)

Outro fator que interfere na resistência de soldas é a direção da solda em relação aos esforços aplicados. Andrade e Vellasco (2016) dizem que situações de solda solicitadas a esforços mais próximos ao cisalhamento puro possuem menor resistência. A Figura 132 ilustra a diferença de resistência da solda em relação à direção desta.

Figura 132 – Resistência de solda de filete em relação à direção da solda



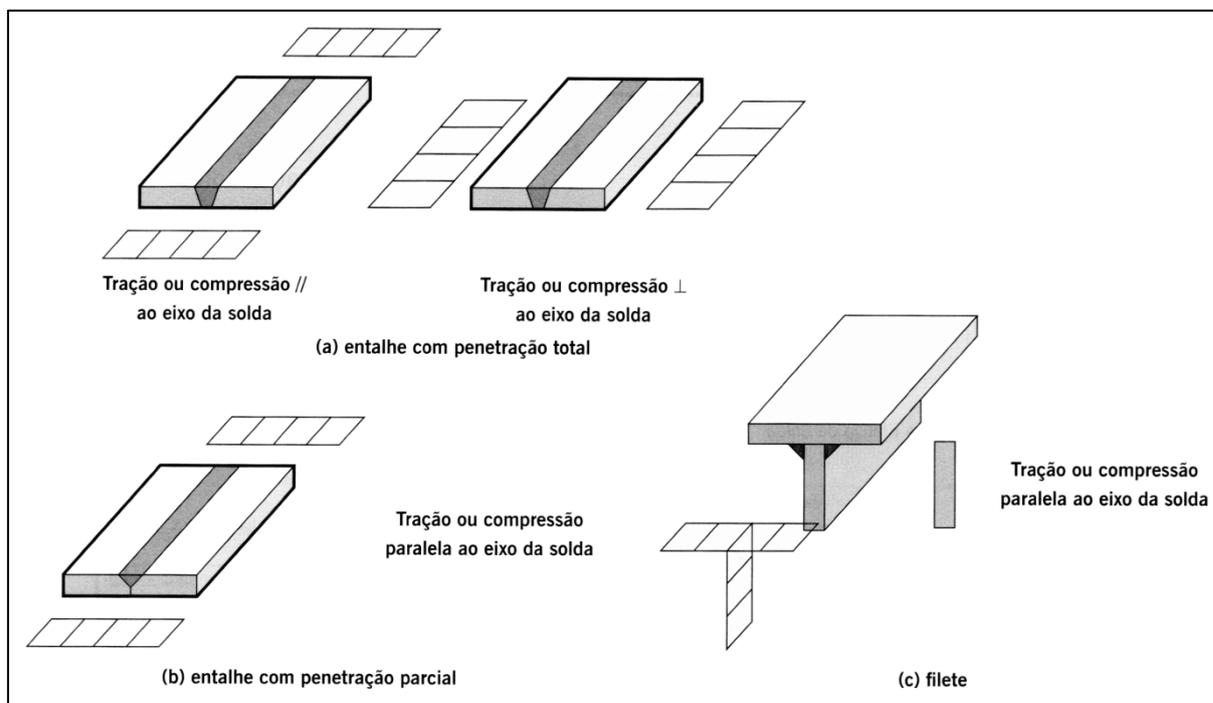
Fonte: Andrade e Vellasco (2016)

4.9.1.2 Escoamento ou ruptura do metal base

Como dito anteriormente, nem sempre a verificação da ruptura da solda é necessária. Assim, em alguns casos, apenas a verificação da falha do metal base é feita. A Tabela 8, mostrada anteriormente (página 143), mostra os casos em que as considerações de dimensionamento são feitas para a solda e/ou para o metal base. Em complemento, a Figura

133 ilustra casos em que a ruptura da seção efetiva da solda é geralmente dispensável e o fator crítico no dimensionamento é o estado limite relativo ao metal base.

Figura 133 – Situações em que o metal base controla a resistência da ligação



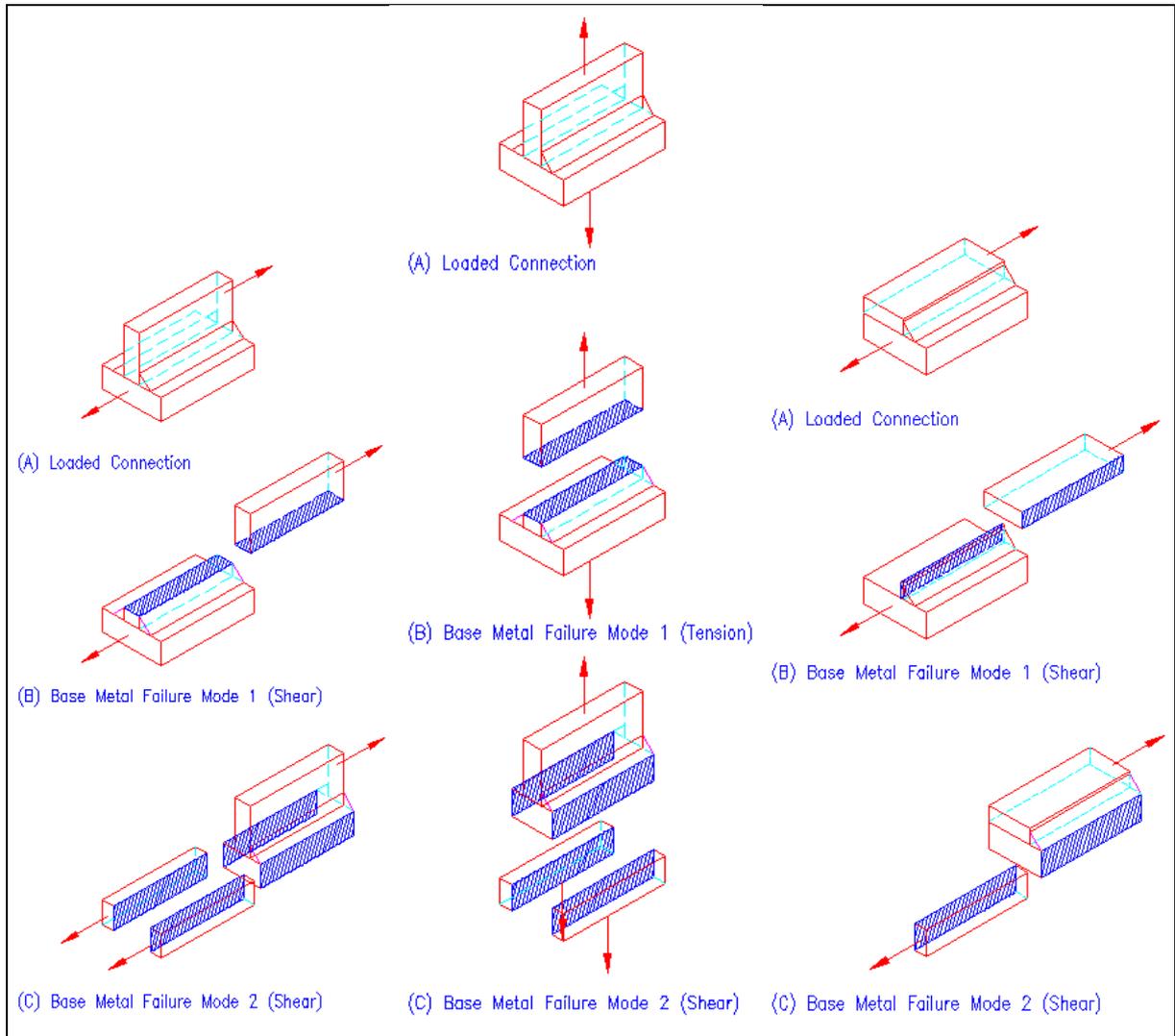
Fonte: Andrade e Vellasco (2016)

A norma brasileira NBR 8800:2008, no segmento relativo a soldas (item 6.2 da norma), em alguns casos atribui equações para análise do metal base pelo escoamento, mas em outros casos pede que o metal base seja analisado conforme procedimento para elementos de ligação (item 6.5 da norma), os quais são dimensionados tanto pela ruptura quanto pelo escoamento. Dessa forma, cada situação deve ser analisada conforme o escoamento ou a ruptura do metal base seja característico do estado limite último.

A Figura 134 ilustra algumas áreas do metal base (A_{MB}), que são utilizadas como região resistente. Tais áreas são referentes aos planos de ruptura do metal base.

A Figura 135 mostra um caso de ruptura de ligação soldada por ruptura do metal base. Nesse caso, Quimby (2017) destaca que o aumento da resistência da solda, seja pelo aumento da perna, seja pela resistência do material da solda, não fariam diferença na resistência da ligação.

Figura 134 – Exemplos de área do metal base em soldas de filete



Fonte: Quimby (2017)

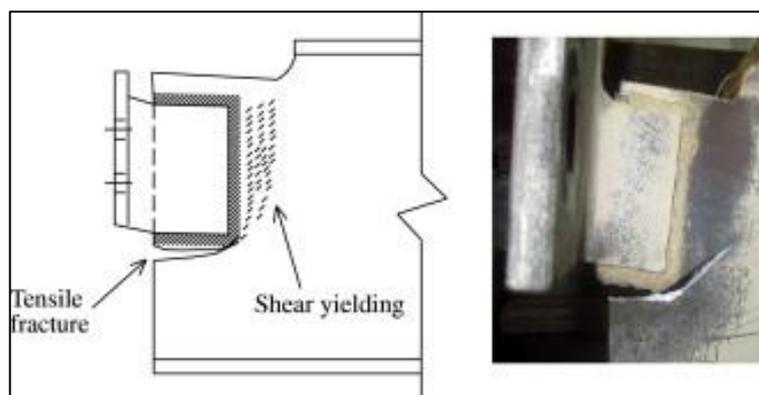
Figura 135 – Ruptura do metal base



Fonte: Quimby (2017)

A Figura 136 mostra o resultado de um ensaio de ligação soldada, no qual a ruptura ocorre no metal base. Visto que a região da solda permanece intacta, é visível que o estado limite último é associado ao metal base e não à solda. Esse tipo de falha é denominado ruptura em bloco, e foi estudada nos itens 4.7.1.5 e 4.2.1.3.

Figura 136 – Ruptura de ligação soldada pelo metal base



Fonte: Wey, Yam, *et al.* (2010)

4.10 Elementos submetidos à combinação de esforços

Elementos estruturais que estejam submetidos a mais de um tipo de esforço devem ser dimensionados para cada consideração de estado limite relacionados aos esforços individuais, mas considerando a compatibilização dos diferentes esforços, que diminuem a resistência do elemento aos estados limites.

A norma NBR 8800:2008 estabelece equações para compatibilização de esforços normais e de flexão (flexocompressão e flexotração), e estabelece critérios para incluir o cisalhamento nessas condições. Também, em outro tópico, estabelece a equação para considerar a compatibilização dos esforços de torção, de flexão, de cisalhamento e normal.

Visto que as questões de compatibilização de esforços é um assunto mais referente à análise dos elementos estruturais, neste trabalho esse assunto não será aprofundado.

4.11 Diagrama dos estados limites para estruturas de aço

O diagrama foi elaborado a partir dos estados limites encontrados nas seções anteriores (seções 4.1 até 4.9). A simbologia utilizada está descrita na seção 3.2.

Como o diagrama completo acabou por ocupar uma área muito maior do que o tamanho de folha desejado para este trabalho, ele foi dividido em quatro partes, que podem ser vistas nos anexos A, B, C e D.

No Anexo A, o primeiro diagrama direciona para as considerações gerais, que devem ser observadas independentemente do tipo de elemento a ser dimensionado, e para os outros três diagramas, de acordo com o tipo de elemento estudado (barras, placas e chapas ou elementos de ligação).

No Anexo B, o diagrama referente a barras é apresentado. No Anexo C, o referente a elementos bidimensionais (chapas e placas). E, por fim, no Anexo D, o diagrama referente aos elementos de ligação (por solda e por conector).

O uso do diagrama é direcionado conforme as características do tipo de elemento estrutural a ser estudado, ao final obtendo os estados limites últimos e de serviço mais relevantes aos quais tal elemento está submetido.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir do estudo de diversas fontes bibliográficas, o conhecimento em estruturas de aço pôde ser construído. Contudo, também foi perceptível a grande complexidade do estudo sobre esse tipo de estrutura. Portanto, apesar dos diversos estados limites mais comumente associados a elementos em aço terem sido enumerados e apresentados, os resultados obtidos no presente trabalho não são definitivos, mas sim uma orientação sobre o comportamento de estruturas de aço do ponto de vista dos estados limites ao qual ela está submetida.

A análise qualitativa foi o foco durante todo o trabalho. Por isso, buscou-se ilustrar os estados limites de maneira didática, através de imagens. Contudo, não se encontrou material que ilustrassem certos estados limites.

Durante o estudo de cada estado limite, as normas brasileiras e americanas foram apresentadas algumas vezes, se restringindo apenas aos pontos em que foram entendidas como contribuição ao entendimento do comportamento da estrutura. Apesar de o ensino do dimensionamento de estruturas de aço segundo os procedimentos das normas não ser o foco deste trabalho, e existir vasta bibliografia que aborda especificamente esse tema, em certas situações, entender como alguns critérios são considerados durante o dimensionamento é de grande importância para entender como esse critério interfere no comportamento da estrutura. Exemplo disso, entre outros, são os procedimentos para se encontrar a área líquida efetiva, os quais as normas consideram critérios de folga nos furos, de desgaste nas paredes dos furos, de determinação da área líquida crítica e de obtenção do coeficiente de redução da área líquida.

A partir dos resultados obtidos durante a pesquisa bibliográfica, criou-se um diagrama que direciona o tipo de elemento estrutural a ser estudado até os estados limites aos quais ele está submetido.

Importante salientar que os estados limites obtidos com a utilização do diagrama não representam todas as possíveis limitações de projeto, visto que os projetos podem carregar particularidades. Muito menos representam todos os critérios a serem verificados durante o projeto e dimensionamento estrutural, o qual possui diversas outras áreas de conhecimento a serem estudadas, além da falha estrutural em si, como tratamentos de superfícies, tempo requerido de resistência ao fogo, construtibilidade, sistemas construtivos adotados, entre outros. Por isso, tal diagrama deve ser utilizado principalmente como orientação para entender o comportamento de estruturas de aço a partir dos estados limites e das condições necessárias para esses estados limites ocorrerem.

Como sugestão para trabalhos futuros, está a expansão deste trabalho, abordando com mais profundidade o tema das ligações e das chapas e placas. Outro aspecto que pode ser estudado em outros trabalhos, e que não foi abordado neste, são as cargas concentradas e os estados limites específicos associados a elas, bem como o comportamento de tensoestruturas em aço que também não foram incluídas nesse trabalho.

Também é possível que, em outros trabalhos, sejam estudados os estados limites aos quais outros tipos de estruturas estejam submetidas.

REFERÊNCIAS

- ALHUSSAINY, F.; SHEIKH, M. N.; HADI, M. N. S. Behavior of Small Diameter Steel Tubes under Axial Compression. **Faculty of Engineering and Information Sciences - Papers: Part B**, Wollogong, 2017.
- ALMEIDA, S. J. C.; MUNAIAR NETO, J. Análise numérica de perfis de aço formados a frio comprimidos considerando imperfeições geométricas iniciais. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 11, n. 49, p. 17-35, 2009. ISSN 1809-5860.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Torsional Analysis of Structural Steel Members**. 2. ed. [S.l.]: AISC, 2003.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360-16: specification for structural steel buildings**. Chicago. 2016.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Structural Steel: An Industry Overview**. AISC. [S.l.]. 2018.
- ANDRADE, S. A. L.; VELLASCO, P. C. G. S. **Comportamento e projeto de estruturas de aço**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA; CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Cenário dos Fabricantes de Estruturas de Aço**. CBCA. [S.l.]. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento**. Rio de Janeiro. 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro. 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro. 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro. 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro. 2014.
- BASTOS, P. S. D. S. **Elementos estruturais**. Universidade Estadual Paulista. Bauru. 2014. Notas de aula de Estruturas de Concreto I.
- BRITISH CONSTRUCTION STEELWORK ASSOCIATION. **Annual Review 2017-2018**. BCSA. [S.l.]. 2018.
- CALLISTER JR., W. D. **Ciência e Engenharia dos Materiais: Uma Introdução**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

CASTRO, E. M. C. D. **Patologia dos edifícios em estrutura metálica**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, p. 202. 1999.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Estrutura metálica é a aposta na construção**, 2015. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7072>>. Acesso em: 02 jun. 2018.

CHODRAUI, G. M. D. B. **Flambagem por distorção da seção transversal em perfis de aço formados a frio submetidos à compressão centrada e à flexão**. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 173. 2003.

DI PIETRO, J. E. **O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto e do engenheiro**. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Produção, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, p. 192. 2000.

DIAS, L. A. D. M. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. 3. ed. São Paulo: Ziguarte, 2000.

FARAJPOUR, M. R. **Effect of prying action forces on design method of rigid bolted connections with circular end plate**. The 2017 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM17). Seoul: [s.n.]. 2017.

GEETHU, C. V.; UNNI KARTHA, G.; USHA, S. Effect of Connection Eccentricity in the Behaviour of Steel Tension Member. **International Journal of Civil Engineering and Technology**, v. 5, n. 12, p. 56-65, Dezembro 2014. ISSN 0976-6316.

HAFEZ, M. A. **The behavior of simply supported plates under extreme shear**. Dissertação (Mestrado) - Department of Civil and Environmental Engineering, Cleveland State University. Cleveland, p. 45. 2016.

IDEA STATICA. Laboratory validation of IDEA StatiCa steel connections and details. **IDEA StatiCa Resource center**, 2017. Disponível em: <https://resources.ideastatica.com/Content/02_Steel/Verifications/Articles/LABORATORY_VALIDATION_OF_IDEA_STATICA_STEEL_CONNECTIONS_AND_DETAILS.pdf>. Acesso em: 29 out. 2018.

IDEA STATICA. Theoretical background: General. **IDEA StatiCa Resource center**. Disponível em: <https://resources.ideastatica.com/Content/02_Steel/Theoretical_background/1_General.htm>. Acesso em: 29 out. 2018.

JAVARONI, C. E. **Estruturas de aço: dimensionamento de perfis formados a frio**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

KECMAN, D. **Beding Collapse of Rectangular Section Tubes in Relation to the Bus Roll Over Problem**. Tese (Doutorado) - School of Automotive Studies, Cranfield Institute of Technology, Cranfield University. Cranfield, p. 235. 1979.

KIRBY, B. R. Large Scale Fire Tests: the British Steel European Collaborative Research Programme on the BRE 8-Storey Frame. **Fire safety science: proceedings of the fifth international symposium**, Melbourne, p. 1129-1140, mar. 1997. ISBN 4-9900625-5-5.

- LOPES, M. T. D. A. **Análise de Confiabilidade de Estruturas Aplicada ao Projeto de Reforço à Força Cortante de Vigas em Concreto Armado com Compósitos de Fibras de Carbono**. Tese (Doutorado) - Centro Tecnológico, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 209. 2007.
- MAIOLA, C. H.; MALITE, M. Ligações parafusadas em chapas finas e perfis de aço formados a frio. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 9, n. 40, p. 133-162, 2007. ISSN 1809-5860.
- MARTINS, M. M. **Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2000.
- MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY. Lecture 11: Buckling of Plates and Sections. **MIT OpenCourseWare**, 2013. Disponível em: <https://ocw.mit.edu/courses/mechanical-engineering/2-080j-structural-mechanics-fall-2013/course-notes/MIT2_080JF13_Lecture11.pdf>. Acesso em: 23 out. 2018.
- MORADI, M.; ARWADE, S. R. Improving buckling response of the square steel tube by using steel foam. **Structural Engineering and Mechanics**, Daejeon, v. 51, n. 6, p. 1017-1036, 2014. ISSN 1598-6217.
- MOREIRA, T. D. V. **Análise da Sensibilidade Dinâmica de Edifícios com Estruturas Esbeltas**. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, p. 241. 2002.
- MOTTA, L. A. D. C.; MALITE, M. Análise da segurança no projeto de estruturas: método dos estados limites. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, n. 20, p. 1-32, 2002. ISSN 1413-9928.
- PEREIRA, V. F.; LOPES, L. A. M.; COLDEBELLA, G. **Análise de instabilidade de estruturas de cobertura devido ao empoçamento**. Congresso Latinoamericano da Construção Metálica. São Paulo: Associação Brasileira da Construção Metálica. 2016.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2012.
- QUIMBY, T. B. A Beginner's Guide to the Steel Construction Manual, 15th ed. **A Beginner's Guide to Structural Engineering**, 2017. Disponível em: <<http://www.bgstructuralengineering.com/BGSCM15/Contents.htm>>. Acesso em: 01 nov. 2018.
- SÁLES, J. J. D.; MUNAIAR NETO, J.; MALITE, M. **Segurança nas estruturas**. 2. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.
- SALMON, C. G.; JOHNSON, J. E.; MALHAS, F. A. **Steel Structures: Design and Behavior**. 5. ed. [S.l.]: Pearson, 2008.
- SHIFFERAW, Y. **Inelastic bending capacity in cold-formed steel members**. Johns Hopkins University. Baltimore, p. 63. 2008. report to American Iron and Steel Institute.
- SILVA, C. A. B. E. **Modelo Computacional para análise da tensoestrutura de cobertura do Centro Comunitário da Universidade de Brasília**. Dissertação (Mestrado) - Mestrado

em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, p. 79. 2006.

SIMONELLI, M. G. **Plastic Buckling of Thin and Moderately Thin Plates and Shells: Classic Problems and New Perspectives**. Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples “Federico II” School of Polytechnic and Basic Sciences. Nápoles, p. 168. 2017.

SOUZA, A. S. C. D. **Dimensionamento de elementos e ligações em estruturais em aço**. 1. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2017.

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. **Design of steel beams in torsion**. Ascot: SCI, 2011.

TEH, L. H.; UZ, M. E. Combined bearing and shear-out capacity of structural steel bolted connections. **Journal of Structural Engineering**, v. 142, n. 11, 2016. ISSN 0733-9445.

TIMONIN, A. M. Finite-layer method: Bending and twisting of laminated plates with delaminations. **Mechanics of Composite Materials**, v. 52, n. 1, p. 55-72, mar. 2016. ISSN 1573-8922.

TRAHAIR, N. S. **Flexural-Torsional Buckling of Structures**. 1. ed. Florida: E & FN Spon, 1993.

VALENCIANI, V. C. **Ligações em estruturas de aço**. Dissertação (Mestrado) - Mestrado em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 309. 1997.

VELLASCO, P. C. G. S. **Local Web Buckling in Tapered Composite Beams**. Tese (Doutorado) - Department of Civil Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London. Londres, p. 265. 1992.

VELLASCO, P. C. G. S. et al. **Modelagem de estruturas de aço e mistas**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

VIEIRA, V. L. **Modelo teórico e processos construtivos de estruturas em casca de concreto**. Dissertação (Mestrado) - Mestrado em Engenharia de Estruturas, Departamento de Estruturas, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, p. 123. 2003.

WANG, J. et al. Material properties and compressive local buckling response of high strength steel square and rectangular hollow sections. **Engineering Structures**, n. 130, p. 297-315, 2017. ISSN 0141-0296.

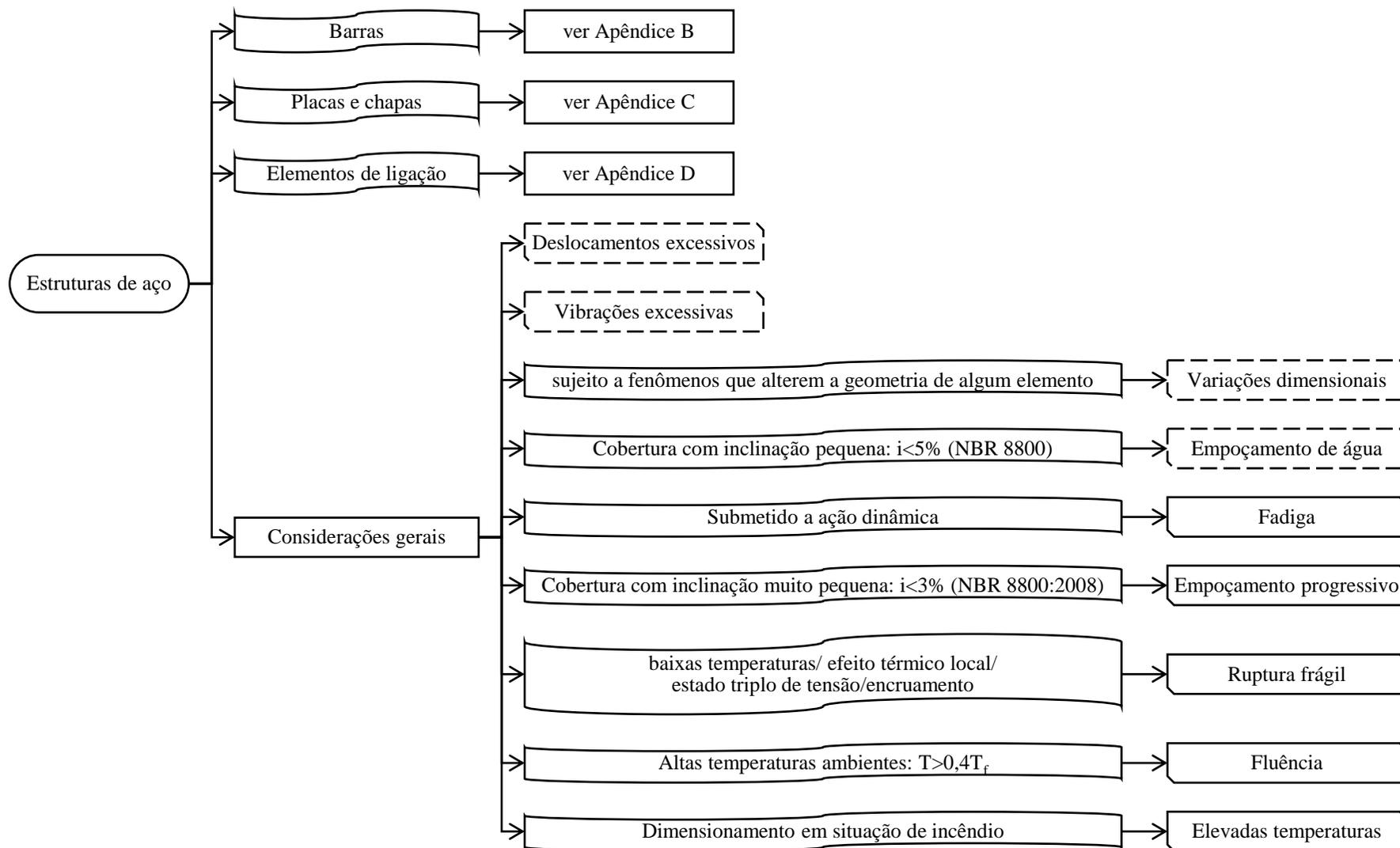
WEI, F. et al. Tests on block shear of coped beams with a welded end connection. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 11, p. 1398-1410, nov. 2010. ISSN 0143-974X.

WEN, H.; MAHMOUD, H. Simulation of block shear fracture in bolted connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 134, p. 1-16, jul. 2017. ISSN 0143-974X.

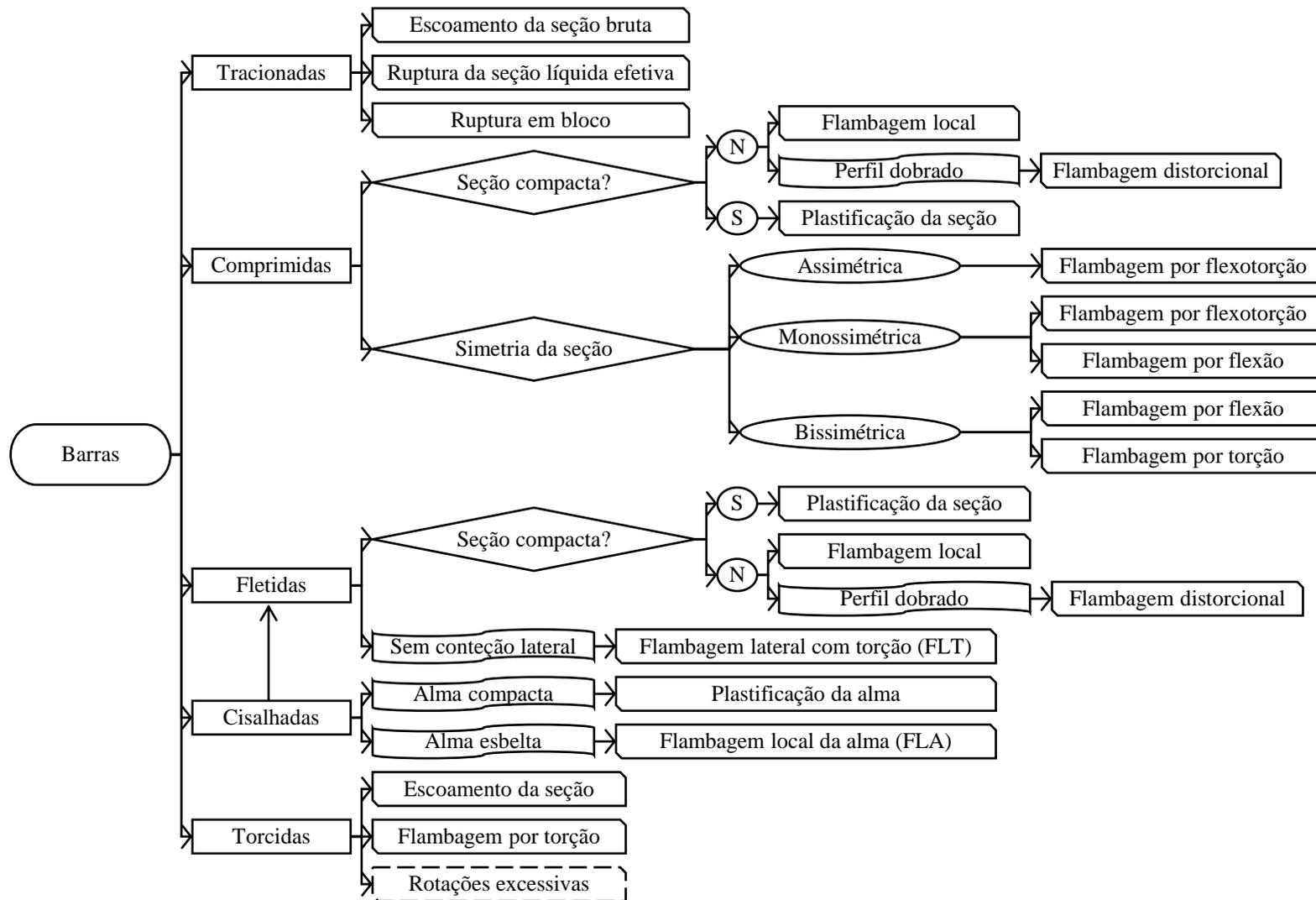
YAO, X. Experiment and Design Method on Cold-Formed Thin-Walled Steel Lipped Channel Columns with Slotted Web Holes Under Axial Compression. **The Open Civil Engineering Journal**, n. 11, p. 244-257, 2017. ISSN 1874-1495.

ZHANG, Y. et al. Buckling analysis of thin-walled members via semi-analytical finite strip transfer matrix method. **Advances in Mechanical Engineering**, v. 8, p. 1-11, 2016.

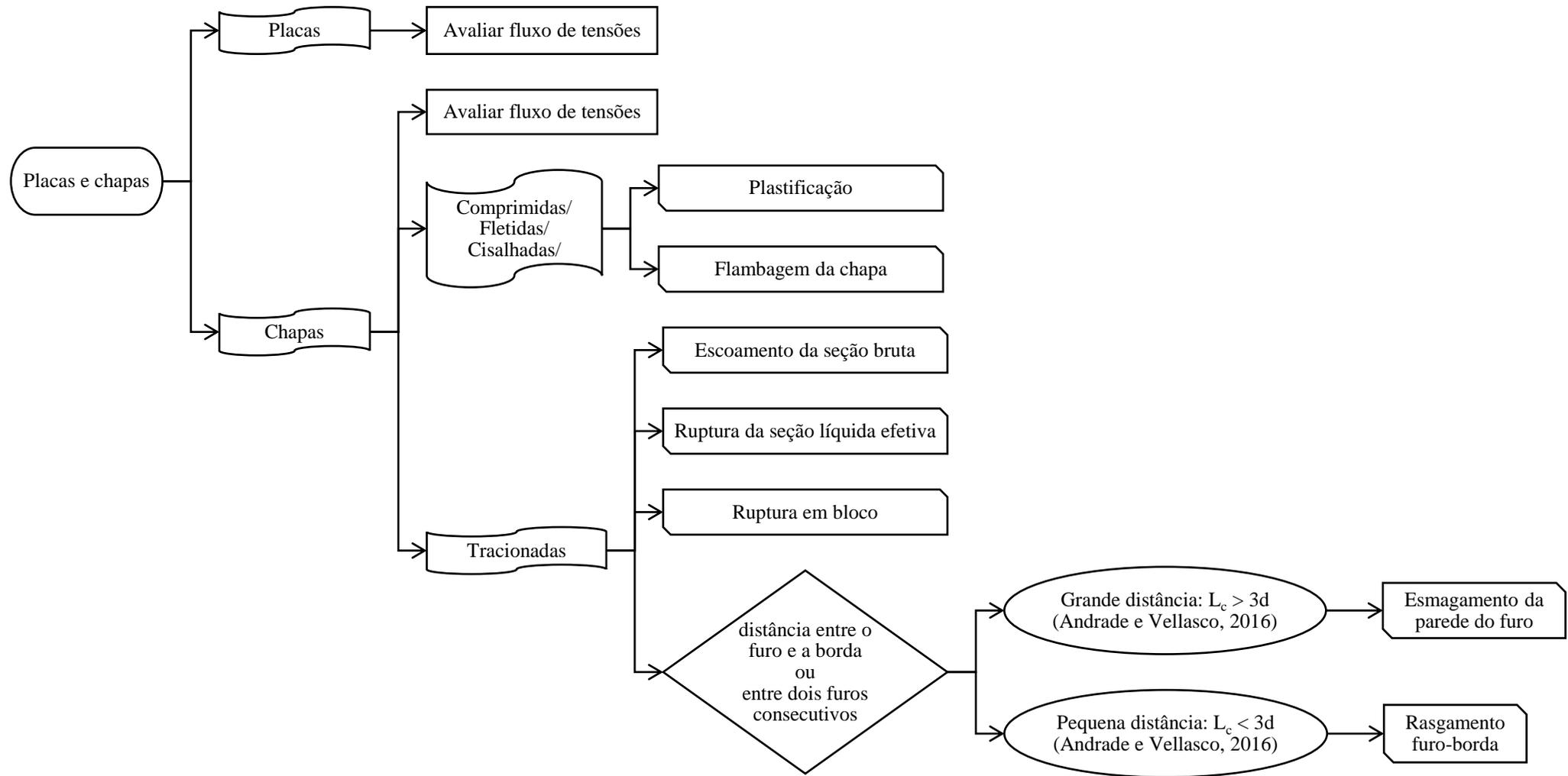
APÊNCIDE A: DIAGRAMA DOS ESTADOS LIMITES - ESTRUTURAS DE AÇO



APÊNDICE B: DIAGRAMA DOS ESTADOS LIMITES - BARRAS



APÊNDICE C: DIAGRAMA DOS ESTADOS LIMITES - PLACAS E CHAPAS



APÊNDICE D: DIAGRAMA DOS ESTADOS LIMITES - ELEMENTOS DE LIGAÇÃO

