

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Eduardo Matos Bezerra

**Determinação do Momento Fletor Resistente à
Flambagem Lateral com Torção de Vigas de Aço
Casteladas**

2011

Eduardo Matos Bezerra

**Determinação do Momento Fletor Resistente à Flambagem
Lateral com Torção de Vigas de Aço Casteladas**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury

Belo Horizonte
2011

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Determinação do Momento Fletor Resistente à Flambagem
Lateral com Torção de Vigas de Aço Casteladas**

Eduardo Matos Bezerra

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão avaliadora:

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
EE-UFGM - (Orientador)

Prof^a. Dr^a. Ana Lydia Reis Castro e Silva
EE-UFGM - (Co-Orientadora)

Prof. Dr. Armando César Campos Lavall
EE-UFGM

Prof. Dr. Gustavo de Souza Veríssimo
DEC-UFV

Belo Horizonte, 28 de abril de 2011

DEDICATÓRIA

Aos meus pais.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pela força para seguir em frente nos momentos difíceis.

Ao meu orientador prof. Ricardo Fakury e à co-orientadora prof^a. Ana Lydía, pela paciência, confiança, compreensão, amizade e, principalmente, pelas contribuições para o início do meu aprendizado acadêmico.

Aos professores e funcionários do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia (UFMG), pela contribuição para minha formação acadêmica.

Ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), pelo apoio financeiro.

Aos meus pais Romualdo e Estela e minha irmã Valéria, pelo incentivo.

À Vívian, pelo companheirismo, incentivo, compreensão, dedicação e paciência.

Aos colegas de mestrado pelo companheirismo durante o curso, em especial ao Alexandre, Aline, Paula, Paulo, e meus amigos de Viçosa, meus sinceros agradecimentos.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE TABELAS.....	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS	xvi
RESUMO	xix
ABSTRACT	xx
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Fabricação das Vigas Casteladas	2
1.3 Vantagens e Desvantagens das Vigas Casteladas.....	3
1.4 Configurações das Aberturas	7
1.5 Modos de Colapso	9
1.5.1 Formação de um mecanismo Vierendel ou de cisalhamento	10
1.5.2 Formação de rótula plástica.....	10
1.5.3 Ruptura da solda entre as aberturas	11
1.5.4 Flambagem do montante da alma devido à força cortante	11
1.5.5 Flambagem por compressão do montante da alma.....	12
1.5.6 Flambagem lateral com torção	12
1.6 Objetivo	12
1.7 Justificativa	12
1.8 Metodologia.....	13
2 FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO	15
2.1 Definição do Fenômeno.....	15
2.2 Fatores que influenciam.....	16
2.3 Distribuição das Tensões Residuais.....	19

2.4	Distorção da alma	22
2.5	Momento resistente nominal de acordo com as normas de projeto	22
2.5.1	Norma brasileira ABNT NBR 8800:2008	22
2.5.2	Momento resistente nominal de acordo com a EN 1993-1-1:2005	26
2.5.3	Estudo comparativo entre a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e a norma europeia EN 1993-1-1:2005	27
2.6	Histórico	29
3	ANÁLISE NUMÉRICA	37
3.1	Generalidades	37
3.2	Modelo numérico	38
3.3	Propriedades do material	40
3.4	Análise numérica	41
3.5	Aferição do modelo numérico	43
3.6	Vigas estudadas	45
4	RESULTADOS E AVALIAÇÃO DA ANÁLISE NUMÉRICA	48
4.1	Generalidades	48
4.2	Vigas submetidas a momento fletor uniforme	50
4.2.1	Espectro de resultados	50
4.2.2	Informações relevantes	55
4.2.3	Análise comparativa	59
4.3	Vigas submetidas à carga uniformemente distribuída	62
4.3.1	Espectro de resultados	62
4.3.2	Informações relevantes	67
4.3.3	Análise comparativa	69
4.4	Vigas submetidas a carga concentrada no meio do vão	71
4.4.1	Espectro de resultados	71
4.4.2	Informações relevantes	76
4.4.3	Análise comparativa	77

5	PROPOSIÇÃO DE PROCEDIMENTOS	80
5.1	Generalidades.....	80
5.2	Procedimento com base na NBR 8800:2008	80
5.3	Procedimento com base na EN 1993-1-1:2005	82
5.4	Comparação entre procedimentos.....	83
5.4.1	Vigas submetidas a momento fletor uniforme.....	83
5.4.2	Vigas submetidas à carga uniformemente distribuída.....	85
5.4.3	Vigas submetidas à carga concentrada na seção central.....	87
5.5	Avaliação dos procedimentos	89
6	CONCLUSÕES	94
6.1	Generalidades.....	94
6.2	Sobre o procedimento proposto	95
6.3	Sugestão para estudos futuros	96
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Geometrias das aberturas (LIU & CHUNG, 2003).....	1
Figura 1.2 – Vigas casteladas	2
Figura 1.3 – Esquema de fabricação das vigas casteladas (GRUMBAUER BV, 2009)..	2
Figura 1.4 – Vigas casteladas com chapas planas inseridas na semi-altura (GRUMBAUER BV, 2009).....	3
Figura 1.5 – Passagem de Dutos pelas Aberturas (CORUS, 2009).....	4
Figura 1.6 – Esquema de Fabricação de Viga Castelada de Altura Variável (GRUMBAUER BV, 2009).....	5
Figura 1.7 – Viga com aberturas preenchidas com chapas junto aos apoios.....	6
Figura 1.8 – Viga castelada protegida contra incêndio por argamassa projetada.....	7
Figura 1.9 – Vigas casteladas de padrão Peiner	8
Figura 1.10 – Vigas casteladas de padrão anglo-saxônico (adaptada da BS 5950-1:2000)	8
Figura 1.11 – Formação do mecanismo Vierendel (adaptada de DEMIRDJIAN, 1999)...	10
Figura 1.12 – Ruptura da solda entre as aberturas (adaptada de DEMIRDJIAN, 1999)...	11
Figura 1.13 – Flambagem da montante da alma devido à força cortante.....	11
Figura 2.1 – Flambagem lateral com torção (adaptado de SAYED-AHMED, 2004)....	15
Figura 2.2 – Modos de flambagem de uma viga de seção I (adaptada de REIS, 1996).	17
Figura 2.3 – Descontinuidade da seção transversal (adaptada de REIS, 1996).....	17
Figura 2.4 – Cargas estabilizantes e desestabilizantes	18
Figura 2.5 – Imperfeições geométricas.....	19
Figura 2.6 – Tensões residuais em perfis I laminado (adaptada de HACKBARTH, 2006)	20
Figura 2.7 – Tensões residuais em uma chapa após o corte e em perfil I soldado (adaptada de HACKBARTH , 2006).....	20

Figura 2.8 – Diagrama tensão normal <i>versus</i> deformação com e sem tensões residuais	21
Figura 2.9 – Flambagem lateral com torção acompanhada da distorção da alma (adaptada de ELLOBODY, 2011)	22
Figura 2.10 – Momento fletor resistente nominal M_{Rk} em função da esbeltez λ	25
Figura 2.11 – Momento resistente M_{Rk} em função da esbeltez λ da viga submetida a momento constante.....	28
Figura 2.12 – Momento resistente M_{Rk} em função da esbeltez λ da viga submetida a carga uniformemente distribuída	28
Figura 2.13 – Momento resistente M_{Rk} em função da esbeltez λ da viga submetida a carga concentrada no meio do vão.....	29
Figura 2.14 – Esquema de ensaio das vigas em escala real.....	30
Figura 2.15 – Vigas em escala reduzidas após os ensaios.....	31
Figura 3.1 – Representação dos elementos de casca S4 e S3	38
Figura 3.2 – Discretização da malha estruturada de elementos finitos	38
Figura 3.3 – Distribuição das tensões residuais.....	39
Figura 3.4 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do aço (adaptada de EARLS, 1999)....	40
Figura 3.5 – Modo de flambagem referente a flambagem lateral com torção.....	41
Figura 3.6 – Gráfico Momento <i>versus</i> deslocamento lateral.....	42
Figura 3.7 – Resultados de Souza (1999) e da modelagem deste trabalho (adaptada de BEZERRA, 2010).....	44
Figura 3.8 – Simulação de momento constante na viga	46
Figura 3.9 – Simulação da carga uniformemente distribuída.....	46
Figura 3.10 – Simulação da carga concentrada aplicada no montante central da alma	47
Figura 3.11 – Simulação da carga concentrada na seção central com abertura.....	47
Figura 4.1 – Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W610x140 submetidas a momento constante	50

Figura 4.2 – Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W360x51 submetidas a momento constante	51
Figura 4.3 – Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W150x18 submetidas a momento constante	51
Figura 4.4 – Curva momento <i>versus</i> deslocamento da VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 10,8 m de vão.....	55
Figura 4.5 – Distribuição de tensões de von Mises da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 10,8 m de vão.....	56
Figura 4.6 – Deformada da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 10,8 m de vão depois que alcançou a capacidade resistente.....	56
Figura 4.7 – Curva Momento <i>versus</i> deslocamento da VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 5,5 m de vão.....	57
Figura 4.8 – Distribuição de tensões de von Mises da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 5,5 m de vão.....	58
Figura 4.9 – Distribuição de tensões de von Mises da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 1,78 m de vão.....	58
Figura 4.10 – Flambagem lateral com torção acompanhada de distorção da alma.....	60
Figura 4.11 –Seção transversal da viga VCP 229,5x102x5,8x7,1 com 4,67 m de vão.....	61
Figura 4.12 – Modo de flambagem da viga VCP 229,5x102x5,8x7,1 com 0,76 m de vão	61
Figura 4.13 – Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W610x140 submetidas a carga uniformemente distribuída	62
Figura 4.14 – Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W360x51 submetidas a carga uniformemente distribuída	63
Figura 4.15 – Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W150x18 submetidas a carga uniformemente distribuída	63
Figura 4.16 – Curva Momento <i>versus</i> deslocamento da VCA 925,5x230x22,2x13,1 com 17,48 m de vão	67
Figura 4.17 – Distribuição de tensões de von Mises da viga VCA 925,5x230x22,2x13,1 com 17,48 m de vão.	67

Figura 4.18 – Curva Momento <i>versus</i> deslocamento da VCA 925,5x230x22,2x13,1 com 6,8 m de vão	68
Figura 4.19 – Formação das rótulas plásticas na VCA 925,5x230x22,2x13,1 de 6,8 m.68	
Figura 4.20 – Formação do mecanismo Vierendel da viga VCP 925,5x230x22,2x13,1 de 4 m de vão.	69
Figura 4.21 – Modo de flambagem da viga VCA 532x171x11,6x7,2 de 3,16 m de vão... ..	70
Figura 4.22 - Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W610X140 submetidas a carga concentrada no meio do vão	71
Figura 4.23 – Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W360x51 submetidas a carga concentrada no meio do vão.	72
Figura 4.24 – Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W150X18 submetidas a carga concentrada no meio do vão	72
Figura 4.25 – Curva Momento <i>versus</i> deslocamento da VCP 229x102x5,8x7,1 com 4,66 m de vão	76
Figura 4.26 – Distribuição de tensões de von Mises da viga VCP 229x102x5,8x7,1 com 4,66 m de vão, quando atinge o momento resistente.....	77
Figura 4.27 – Seção da viga VCA 532,5x171x11,6x7,2 com distorção da alma submetida a carga concentrada no meio do vão	78
Figura 4.28 – Distribuição de tensões de von Mises da viga VCP 925,5x230x22,2x13,1 com 4,15 m de vão quando atinge o momento resistente.....	78
Figura 4.29 – Modo de flambagem da viga VCA 925,5x230x22,2x13,1 de 4,15 m de vão	79
Figura 5.1 – Curvas momento <i>versus</i> comprimento para vigas originadas do perfil W610x140 submetidas a momento constante.....	83
Figura 5.2 – Curvas momento <i>versus</i> comprimento para vigas originadas do perfil W310x51 submetidas a momento constante.....	84
Figura 5.3 – Curvas momento <i>versus</i> comprimento para vigas originadas do perfil W150x18 submetidas a momento constante.....	84
Figura 5.4 – Curvas momento <i>versus</i> comprimento para vigas originadas do perfil W610x140 submetidas a carga uniformemente distribuída.....	85

Figura 5.5 – Curvas momento <i>versus</i> comprimento para vigas originadas do perfil W310x51 submetidas carga a uniformemente distribuída.....	86
Figura 5.6 – Curvas momento <i>versus</i> comprimento para vigas originadas do perfil W150x18 submetidas carga a uniformemente distribuída.....	86
Figura 5.7 – Curvas momento <i>versus</i> comprimento para vigas originadas do perfil W610x140 submetidas a carga concentrada.....	87
Figura 5.8 – Curvas momento <i>versus</i> comprimento para vigas originadas do perfil W360x51 submetidas a carga concentrada.....	88
Figura 5.9 – Curvas momento <i>versus</i> comprimento para vigas originadas do perfil W150x18 submetidas a carga concentrada.....	88
Figura 5.10 – Diferença entre os resultados da análise numérica e do procedimento baseado na NBR 8800:2008 para vigas submetidas a momento constante	89
Figura 5.11 – Diferença entre os resultados da análise numérica e do procedimento baseado na NBR 8800:2008 para vigas submetidas a carga uniformemente distribuída.....	90
Figura 5.12 – Diferença entre os resultados da análise numérica e do procedimento baseado na NBR 8800:2008 para vigas submetidas a carga concentrada	90
Figura 5.13 – Diferença entre os resultados da análise numérica e o procedimento baseado na EN 1993-1-1:2005 para vigas submetidas a momento constante	91
Figura 5.14 – Diferença entre os resultados da análise numérica e a procedimento baseado na EN 1993-1-1:2005 para vigas submetidas a carga uniformemente distribuída.....	92
Figura 5.15 – Diferença entre os resultados da análise numérica e o procedimento baseado na EN 1993-1-1:2005 para vigas submetidas a carga concentrada	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores para o fator de imperfeição para as curvas de flambagem	26
Tabela 2.2 – Curvas recomendada para diferentes seções transversais.....	27
Tabela 3.1 - Resultados para momento constante	43
Tabela 3.2 – Resultados para carga concentrada.....	43
Tabela 3.3 – Resultados para carregamentos uniformemente distribuído.....	43
Tabela 3.4 – Propriedades geométricas dos ensaios e resultados dos momentos obtidos	
Tabela 4.1 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 925,5x230x22,2x13,1 submetida a momento constante	45
Tabela 4.2 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 925,5x230x22,2x13,1 submetida a momento constante	52
Tabela 4.3 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 submetida a momento constante	53
Tabela 4.4 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 532,5x171x11,6x7,2 submetida a momento constante	53
Tabela 4.5 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 229,5x102x5,8x7,1 submetida a momento constante	54
Tabela 4.6 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 229,5x102x5,8x7,1 submetida a momento constante	54
Tabela 4.7 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 925,5x230x22,2x13,1 submetida a carga uniformemente distribuída	64
Tabela 4.8 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 925,5x230x22,2x13,1 submetida a carga uniformemente distribuída	64
Tabela 4.9 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 submetida a carga uniformemente distribuída.....	65
Tabela 4.10 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 532,5x171x11,6x7,2 submetida a carga uniformemente distribuída	65
Tabela 4.11 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 229,5x102x5,8x7,1 submetida a carga uniformemente distribuída	66

Tabela 4.12 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 229,5x102x5,8x7,1 submetida a carga uniformemente distribuída	66
Tabela 4.13 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 925,5x230x22,2x13,1 submetida a carga concentrada.....	73
Tabela 4.14 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 925,5x230x22,2x13,1 submetida a carga concentrada.....	73
Tabela 4.15 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 submetida a carga concentrada.....	74
Tabela 4.16 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 532,5x171x11,6x7,2 submetida a carga concentrada.....	74
Tabela 4.17 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 229,5x102x5,8x7,1 submetida a carga concentrada	75
Tabela 4.18 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 229,5x102x5,8x7,1 submetida a carga concentrada.....	75

LISTA DE SÍMBOLOS

Romanos maiúsculos

A_r – área do reforço da abertura;

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

C_{br} – fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme reduzido;

C_c – fator de correção do momento crítico elástico devido ao processo de fabricação das vigas casteladas;

C_w – constante de empenamento;

E – módulo de elasticidade do aço;

F – força concentrada;

F – força;

G – módulo de elasticidade transversal;

I_y – momento de inércia em relação ao eixo y ;

J – constante de torção;

K_{opt} – rigidez ótima da contenção lateral;

L – comprimento da viga;

L_b – comprimento destravado;

L_r – comprimento relacionado ao início do escoamento;

$L_{r,cor}$ – comprimento relacionado ao início do escoamento corrigido;

M_{0cr} – momento crítico elástico das vigas casteladas com as propriedades determinadas no centro das aberturas;

M_A – momento fletor, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento

M_B – momento fletor, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

M_C – momento fletor, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento

M_{cr} – momento crítico elástico;

M_{max} – momento fletor máximo, em módulo, no comprimento destravado;

M_{pl} – momento de plastificação;

M_r – momento fletor correspondente ao início do escoamento;

M_{Rk} - momento fletor nominal resistente;

P – carga aplicada;

R_r – fator de redução para C_b ;

V – força cortante;

W – módulo de resistência elástico da seção;

X_{LT} - fator de redução para a flambagem lateral com torção calculado pela norma européia EN 1993-1-1:2005;

Z – módulo de resistência plástico da seção.

Romanos minúsculos

a_0 - comprimento da abertura;

b_f – largura da mesa;

d – altura total da seção transversal;

d_o – altura da abertura da viga castelada;

f_u – resistência à ruptura do aço à tração;

f_y – resistência ao escoamento do aço;

h – altura da alma;

h_0 - altura da abertura;

q – carga uniformemente distribuída;

r_y – raio de giração da seção em relação a eixo y;

t_f – espessura da mesa;

t_w – espessura da alma da viga.

Gregos

θ – ângulo de torção;

α_{LT} - fator de imperfeição para a flambagem lateral com torção calculado pela norma européia EN 1993-1-1;

λ – índice de esbeltez; parâmetro de esbeltez;

λ_p – parâmetro de esbeltez limite para seções compactas;

λ_r – parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas;

μ – deslocamento lateral;

σ_p – tensão de início de escoamento sem tensões residuais;

σ_r – tensão residual;

σ_{rc} – tensão residual de compressão;

σ_{rt} – tensão residual de tração;

ω – empenamento;

RESUMO

As vigas casteladas são fabricadas a partir de perfis laminados a quente e possuem vantagens como, maior rigidez a flexão, passagem de dutos de utilidades pelas aberturas, são mais econômicas e bom aspecto estético. Devido à presença das aberturas na alma da viga, podem aparecer diversos modos de colapso, que dependem da geometria da viga, das dimensões das aberturas e das condições de contorno.

Assim neste trabalho é proposto um procedimento para determinação do momento fletor resistente nominal de vigas casteladas, de padrão Peiner e anglo saxônico, para o estado-limite último de flambagem lateral com torção, para os casos em que as vigas possuem vínculo de garfo (empenamento livre e torção impedida) nas extremidades e estejam submetidas a momento uniforme, a carga uniformemente distribuída e a carga concentrada na seção central. Para tal foi projetada e aferida uma modelagem numérica pelo Método dos Elementos Finitos, para análise não-linear, prevendo comportamentos elástico e inelástico e a influência das tensões residuais, usando o programa ABAQUS

Os resultados foram comparados com valores de momento resistente a flambagem lateral com torção obtidos pelo procedimento da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 para vigas de alma cheia com os perfis originais e com perfis hipotéticos de mesma altura das vigas casteladas. Também foram feitas comparações com os valores obtidos aplicando-se a formulação da norma brasileira a vigas casteladas, tomando-se as propriedades geométricas de uma seção transversal no centro de uma abertura, a fim de obter um procedimento de cálculo de fácil utilização prática. Os resultados numéricos também foram comparados com a curva c da norma européia EN 1993-1-1:2005.

Palavras-chave: Vigas de aço; Vigas casteladas; Flambagem lateral com torção.

ABSTRACT

Castellated steel beams are fabricated from standard hot-rolled I-sections and have many advantages including greater bending rigidity, economic construction, ease of services through the web openings and good aesthetic appearance. However, the castellation of beams results in different failures modes that depending on geometry of beam, size of web openings and type of loading and lateral restraints conditions.

In this work, a procedure for determination of nominal resistance to bending moment for castellated steel beams, considering the Peiner and the anglo-saxon patterns, for lateral torsional buckling limit state is proposed. The beams are submitted to uniform bending, uniform distributed and loading and concentrated load and the twisting rotations at beam ends are prevented and the warping displacements are released. To get this procedure a numerical analysis was elaborated and validated, that considers the nonlinear response of the material, the residual stresses and geometrical nonlinear behavior of the structure, using ABAQUS.

The results of the numerical analysis are compared to results obtained for similar plain web and real profile using brazilian code NBR 8800:2008. The results are also compared to results obtained using the procedures of brazilian code considering the geometrical properties of the net section in the center of the holes of castellated beams. All this comparisons have the purpose to get a practical and easy procedure for determination of nominal resistance for castellated steel beams. The results are also compared to standard EN 1993-1-1:2005.

Key-words: Steel beams; Steel Castellated beams; Lateral Torsional Buckling.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Vigas com aberturas seqüenciais na alma, denominadas usualmente vigas alveolares, são bastante empregadas nos países do primeiro mundo, mas ainda pouco usadas no Brasil. Não existem regras rígidas para a escolha da geometria das aberturas (alvéolos), mas estas, por facilidade de fabricação, geralmente possuem formas regulares, como retangular, circular, octogonal, hexagonal e circular alongada (Figura 1.1).

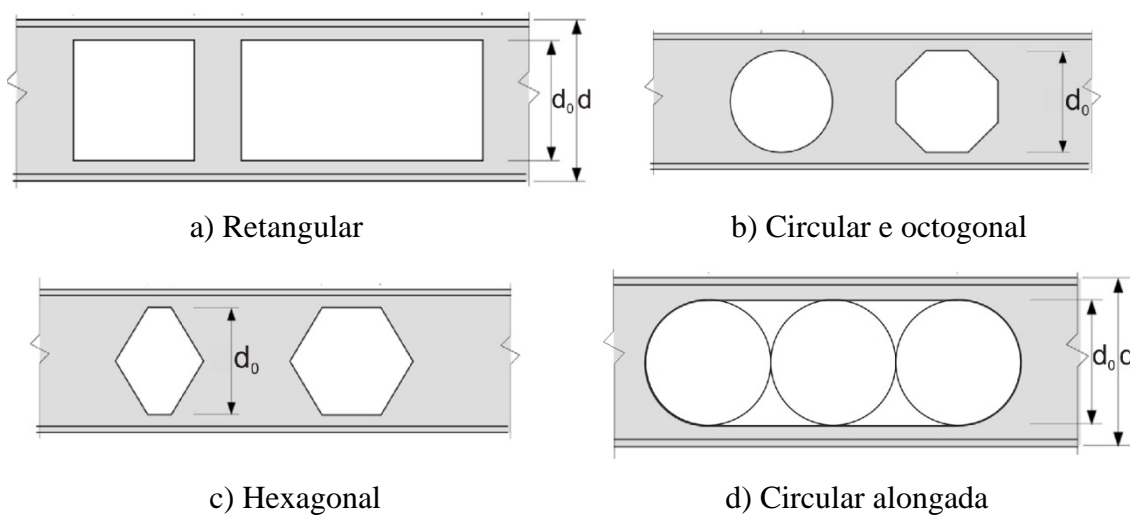


Figura 1.1 – Geometrias das aberturas (LIU & CHUNG, 2003)

A geometria de abertura mais utilizada é a hexagonal (Figura 1.2), gerando as chamadas vigas casteladas, que são tratadas neste trabalho.

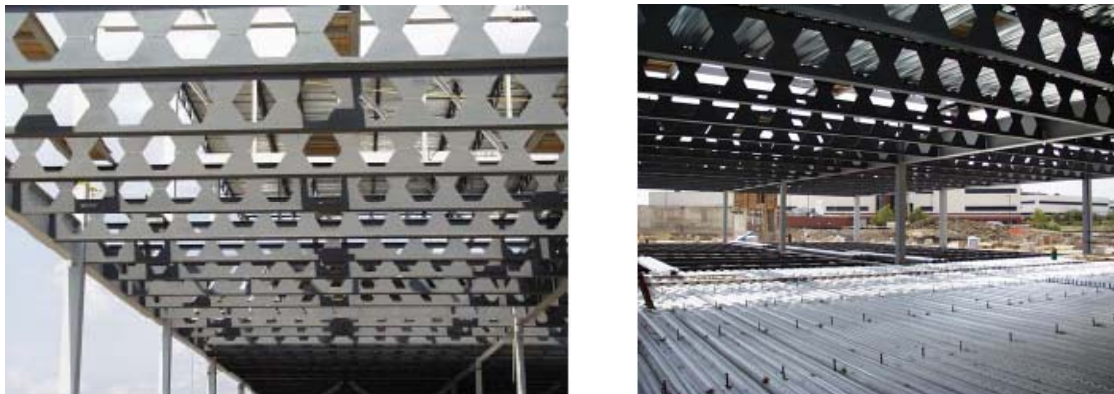


Figura 1.2 – Vigas casteladas

1.2 Fabricação das Vigas Casteladas

A fabricação das vigas casteladas é feita normalmente a partir de um perfil laminado de seção I de faces paralelas, cuja alma é inicialmente cortada longitudinalmente em “zigue-zague” trapezoidal (Figura 1.3). Em seguida, as duas metades são defasadas e soldadas pelo eixo, formando as aberturas hexagonais em seqüência ao longo da alma.

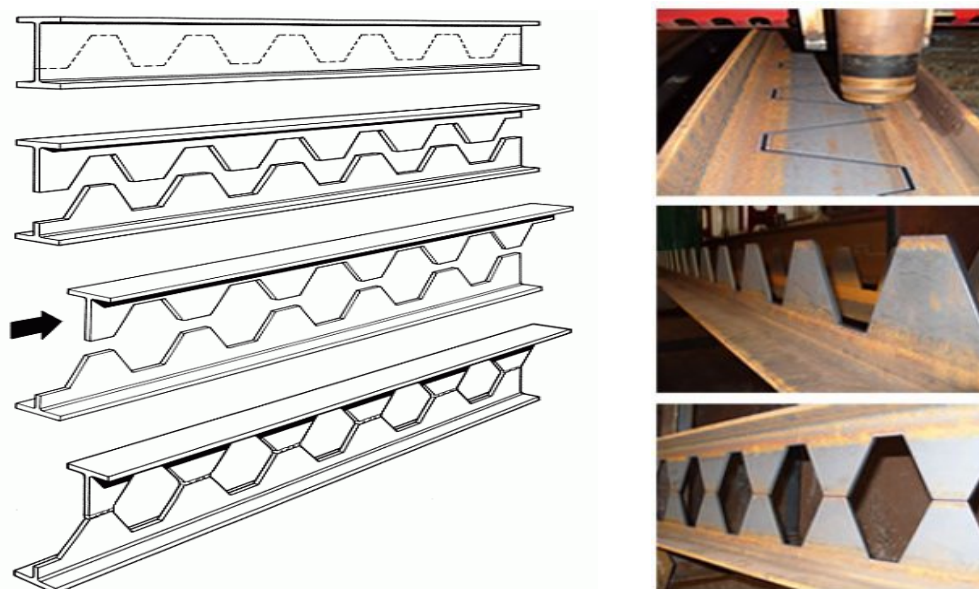


Figura 1.3 – Esquema de fabricação das vigas casteladas (GRUMBAUER BV, 2009)

1.3 Vantagens e Desvantagens das Vigas Casteladas

As vigas casteladas apresentam como maior vantagem o fato de, com praticamente a mesma quantidade de aço dos perfis originais, possuírem capacidade resistente ao momento fletor muito superior à destes últimos, por causa da maior altura da seção transversal. É interessante citar que, caso ainda seja necessária maior capacidade resistente, existe a possibilidade de inserir chapas planas retangulares entre as duas metades cortadas do perfil original, obtendo-se assim uma viga com seção transversal de altura ainda mais elevada (Figura 1.4). Nesse caso, as aberturas passam a ter forma octogonal.

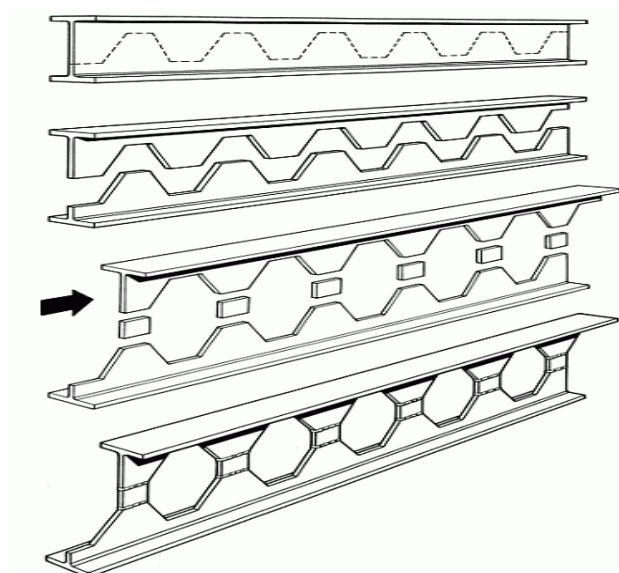


Figura 1.4 - Vigas casteladas com chapas planas inseridas na semi-altura
(GRUMBAUER BV, 2009)

Salienta-se que no Brasil a produção de perfis laminados de faces paralelas foi iniciada apenas em 2002, pela Gerdau Açominas, com peças de altura de seção transversal máxima de 610 mm. Uma viga com essa altura, em edificações convencionais, sem contar com a contribuição da laje de concreto (com essa contribuição se teria a chamada viga mista de aço e concreto), consegue vencer um vão de cerca de 10 metros. Obviamente, a viga castelada pode ser utilizada com eficiência para vãos maiores.

Embora tenha sido mencionado o aumento da capacidade resistente ao momento fletor, proporcionado pela elevação da altura da seção transversal, evidentemente que se eleva também significativamente a rigidez à flexão da seção transversal. Assim, as vigas casteladas constituem uma solução particularmente interessante quando existem problemas relacionados a flechas ou vibrações de piso excessivas.

Sob ponto de vista econômico, as operações de fabricação das vigas casteladas apresentam custo relativamente pequeno, ou, em outras palavras, seu custo é amplamente compensado pelos aumentos da capacidade resistente e da rigidez. Esses aumentos, por proporcionarem o cobrimento de maiores vãos, permitem a redução do número de pilares e de elementos de fundação, levando a uma montagem mais rápida e menos dispendiosa. Quando comparadas às treliças de cobertura no vencimento de grandes vãos, as vigas casteladas apresentam menores custos de fabricação, montagem e manutenção.

Outra vantagem importante é a possibilidade da passagem de dutos pelas aberturas (Figura 1.5), dispensando-se cortes na alma ou aumento da altura da construção para manutenção do pé-direito dos pavimentos, necessário quando os dutos passam sob as vigas.



Figura 1.5 – Passagem de dutos pelas aberturas (CORUS, 2009)

Uma vantagem adicional interessante é o aspecto estético das vigas casteladas, bastante apreciado pelos arquitetos, que freqüentemente as utilizam em locais nos quais ficam visíveis. Os arquitetos valorizam ainda o fato de que as aberturas proporcionam maior iluminação e circulação de ar no ambiente.

As vigas casteladas têm fabricação bastante flexível. É possível modificar sua capacidade resistente alterando-se o padrão de corte e também produzir peças de altura variável. Para isso, executa-se o corte com alinhamento levemente inclinado em relação ao eixo do perfil, após o qual uma das metades é invertida e soldada à outra, conforme se vê na Figura 1.6.

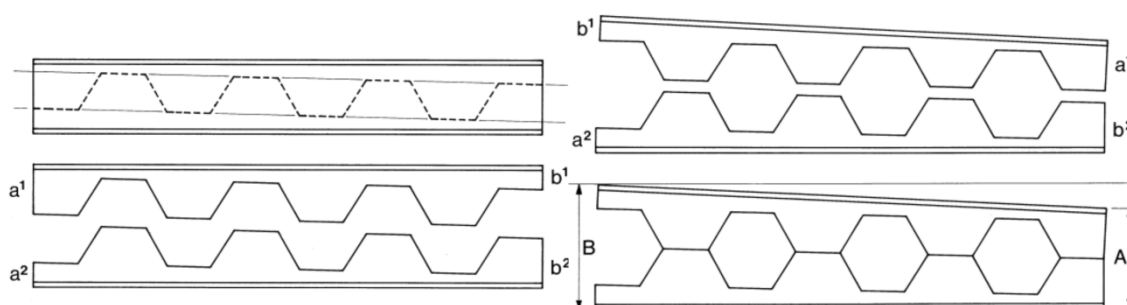


Figura 1.6 – Esquema de fabricação de viga perfilada de altura variável
(GRUMBAUER BV, 2009)

Em contrapartida às vantagens, as vigas perfiladas apresentam capacidade resistente reduzida à força cortante, razão pela qual são mais apropriadas para grandes vãos sujeitos a cargas pequenas. Essa pequena resistência à força cortante pode exigir, em alguns casos, a colocação de reforço na alma, muitas vezes constituídos por chapas que preenchem uma ou mais aberturas (Figura 1.7). O trabalho adicional para colocação das chapas de preenchimento apresenta custo significativo, considerando, principalmente, que cada chapa requer pelo menos seis segmentos de solda.



Figura 1.7 – Viga com aberturas preenchidas com chapas junto aos apoios

Outra situação que pode exigir reforço na alma é quando existem, simultaneamente, altos valores de momento fletor e força cortante em uma mesma região da viga, como é comum nas vigas contínuas, nas vigas ligadas rigidamente em pelo menos uma das extremidades e nas vigas em balanço. Assim, o uso mais eficiente das vigas casteladas se dá quando os máximos valores desses dois esforços solicitantes ocorrem em seções transversais distantes.

No caso de vigas que pertençam a construções que tenham que atender a rigorosos critérios de resistência contra incêndio, as vigas casteladas podem perder uma parte de sua competitividade, pois o material de proteção necessita ser por volta de 20% mais espesso que nas vigas de alma cheia (a Figura 1.8 mostra uma viga castelada com proteção contra incêndio proporcionada por argamassa projetada), (GRUMBAUER BV, 2009).

As vigas casteladas são ainda pouco eficientes na resistência aos esforços decorrentes de forças localizadas, especialmente quando atuam em uma ou nas duas mesas comprimindo a alma. Assim, a reduzida capacidade resistente da alma a essas forças pode também exigir a colocação de reforços, como se mostrou na Figura 1.7.



Figura 1.8 – Viga castelada protegida contra incêndio por argamassa projetada

1.4 Configurações das Aberturas

Ao se projetar uma viga castelada, o primeiro passo é definir os diversos parâmetros geométricos relacionados às aberturas. Na Europa, tradicionalmente, são muito usadas as vigas de padrão Peiner, que possuem as seguintes características (Figura 1.9):

- relação entre altura da viga castelada e altura da abertura (d/d_o) igual 1,5 (observa-se aqui que d_o é também a altura do perfil original);
- lance (deslocamento que uma metade sofre em relação à outra após o corte, para formar a viga castelada) igual à altura da viga d ;
- ângulo de corte dos lados inclinados da abertura hexagonal igual a $63,5^\circ$.

Esses três condicionantes definem completamente a geometria da viga castelada. Com elas, o comprimento das soldas entre as duas metades se torna igual a $d_o/2$ e a maior largura das aberturas na direção do eixo da viga igual a d_o .

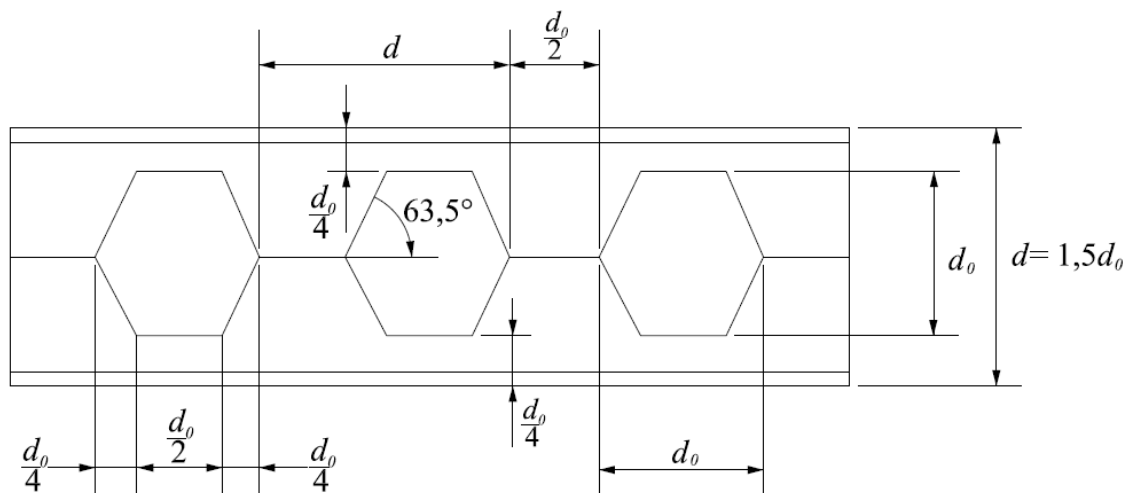


Figura 1.9 – Vigas casteladas de padrão Peiner

Na Inglaterra, Estados Unidos e Canadá, normalmente é adotado um padrão um pouco diferente do anterior, conhecido como padrão anglo-saxônico, caracterizado pelas seguintes características (Figura 1.10), de acordo com a BS 5950-1:2000:

- relação entre altura da viga e altura da abertura (d/d_0) igual 1,5 (como no padrão Peiner);
- lance igual a 1,08 vez a altura da abertura d_0 ;
- ângulo de corte igual a 60° .

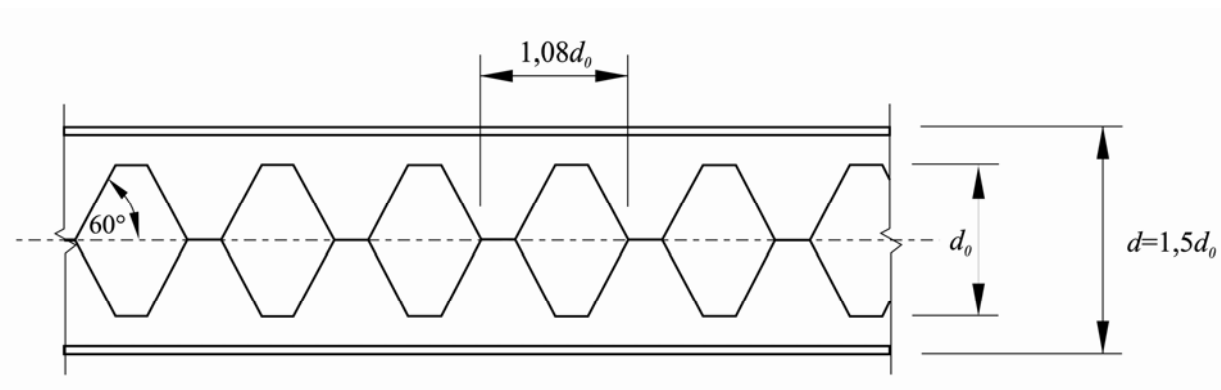


Figura 1.10 - Vigas casteladas de padrão anglo-saxônico (adaptada da BS 5950-1:2000)

Esses condicionantes levam a uma peça com comprimento das soldas entre as duas metades menor, igual a um quarto do lance, em comparação com o padrão Peiner, no qual o comprimento é igual a um terço do lance.

Os padrões Peiner e anglo-saxônico foram criados a partir de antigas limitações dos métodos de produção. Atualmente, com o avanço desses métodos, é possível definir outros padrões que atendam de forma mais econômica às necessidades de um determinado projeto.

Um outro padrão, menos comum, denominado Litzka, é usado na Europa. Em algumas publicações, como GRUMBAUER BV (2009), esse padrão é referenciado como igual ao Peiner. Em outras, como o Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas (1986), o padrão Litzka apresenta características próprias.

1.5 Modos de Colapso

A presença de aberturas na alma não somente altera os modos de colapso das vigas de alma cheia, como também possibilita o aparecimento de novos modos (KERDAL & NETHERCOT, 1984). Os modos de colapso da viga castelada estão associados à geometria da barra, à esbeltez da alma, à geometria do corte (altura, largura, ângulo e espaçamento das aberturas) e ao tipo de carregamento.

Considerando um carregamento que produza momento fletor e força cortante, o colapso pode ocorrer por:

- formação de um mecanismo Vierendel ou de cisalhamento;
- formação de rótula plástica;
- ruptura da solda entre as aberturas;
- flambagem do montante da alma devido à força cortante;
- flambagem por compressão do montante da alma;
- flambagem lateral com torção (acompanhada ou não de distorção da alma).

1.5.1 Formação do mecanismo Vierendel ou de cisalhamento

A formação do mecanismo Vierendel está relacionada com a presença de altos valores de força cortante na viga. Há a formação de rótulas plásticas nos cantos das aberturas, deformando-as para uma espécie de paralelogramo. Vigas de pequenos vãos com pequenas alturas dos “tês” superior e inferior e grande comprimento de solda entre duas aberturas são propensas a esse modo de colapso. Em vigas casteladas sujeitas a forças cortantes, os “tês” superior e inferior resistem à cortante aplicada, assim como a momentos primários e secundários (o momento primário é o momento fletor na seção transversal da viga e o momento secundário, também conhecido como momento Vierendel, resulta da ação da força cortante nos “tês” na direção horizontal das aberturas). À medida que o comprimento horizontal das aberturas diminui, o momento secundário também diminui. O colapso irá acontecer sobre a abertura em que a máxima força cortante estiver atuando ou, se mais aberturas estiverem sujeitas à mesma força cortante, então a abertura que estiver sofrendo o maior momento será a que entrará em colapso. A Figura 1.11 mostra esse tipo de colapso.

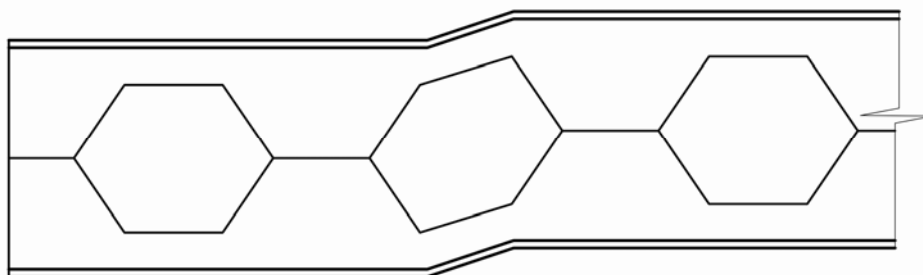


Figura 1.11 – Formação do mecanismo Vierendel (adaptada de DEMIRDJIAN, 1999)

1.5.2 Formação de rótula plástica

Sob ação do momento fletor, os “tês” superior e inferior escoam por tração e compressão formando uma rótula plástica. O momento resistente relacionado a esse modo de colapso é igual ao momento de plastificação, M_{pl} , no centro da abertura. Esse momento é dado pelo produto Zf_y , onde Z é o módulo plástico no centro da abertura e f_y a resistência ao escoamento do aço.

1.5.3 Ruptura da solda entre as aberturas

A solda entre duas aberturas pode entrar em colapso quando a tensão horizontal de cisalhamento atuante excede sua capacidade resistente (Figura 1.12). Esse modo de colapso depende do comprimento entre as aberturas (quanto menor o comprimento, maior a possibilidade de ocorrência).

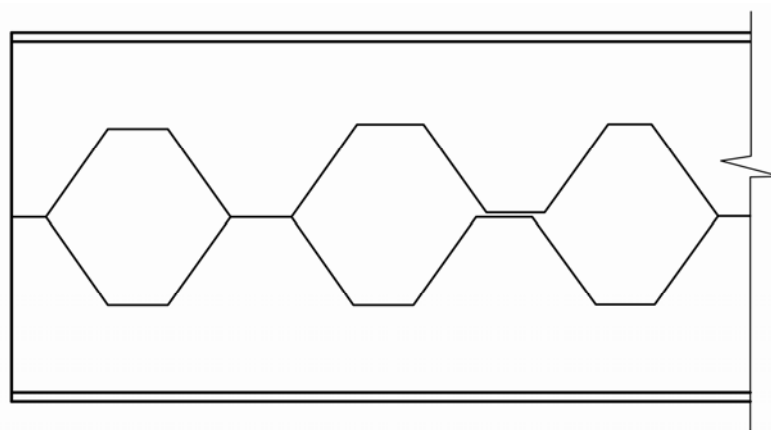
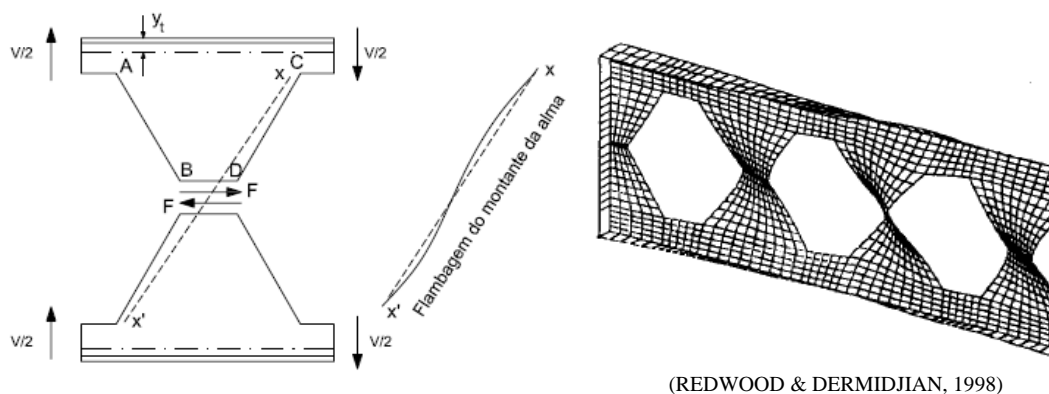


Figura 1.12 – Ruptura da solda entre as aberturas (adaptada de DEMIRDJIAN, 1999)

1.5.4 Flambagem do montante da alma devido à força cortante

A força cortante horizontal, F , atuando ao longo da solda produz um momento no montante da alma, que é equilibrado pela força cortante $V/2$, conforme mostra a Figura 1.13. Assim, a face AB fica tracionada e a face CD comprimida, podendo flambar. Essa flambagem é caracterizada por um giro em torno do eixo xx' .



(REDWOOD & DERMIDJIAN, 1998)

Figura 1.13 – Flambagem da montante da alma devido à força cortante

1.5.5 Flambagem por compressão do montante da alma

Uma força localizada ou uma reação de apoio aplicada diretamente no montante da alma pode resultar na sua flambagem. Essa flambagem, similar à flambagem por flexão de uma barra axialmente comprimida, não é acompanhada do giro como na flambagem devido à força cortante.

1.5.6 Flambagem lateral com torção

As vigas casteladas podem apresentar flambagem lateral com torção, fenômeno que pode ser potencializado pela distorção da alma e será explicado detalhadamente no Cap. 2.

1.6 Objetivo

Este trabalho tem como objetivo a determinação do momento fletor resistente para o estado-limite último de flambagem lateral com torção de vigas casteladas de aço com seção duplamente simétrica, de padrões Peiner e anglo-saxônico. Para isso será feita uma análise não-linear pelo Método dos Elementos Finitos, prevendo comportamento elástico e inelástico e a influência das tensões residuais, usando o Programa ABAQUS (HIBBIT *et al.*,1998).

Também tem como objetivo a proposição de procedimentos de cálculo para a determinação do momento resistente que sejam de fácil utilização e que tenham por base as formulações da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e da norma européia EN 1993-1-1:2005 para vigas de alma cheia.

1.7 Justificativa

Apesar de as vigas casteladas apresentarem a vantagem de possuir maiores rigidez à flexão e resistência ao momento fletor em relação aos perfis originais, e apresentarem outras vantagens (ver subitem 1.3), são pouco conhecidas pelos projetistas e não são

previstas por normas brasileiras e pelas principais normas internacionais. Assim, o desenvolvimento de pesquisas relacionadas a essas vigas é importante para o incentivo à sua produção pelas empresas do setor de estruturas de aço e para futura inclusão de métodos de cálculo sobre as mesmas nas normas brasileiras e mesmo estrangeiras.

1.8 Metodologia

Para alcançar os objetivos deste trabalho, foram cumpridas as seguintes etapas de atividade:

- 1) estudo da flambagem lateral com torção envolvendo todos os fatores que influenciam o fenômeno;
- 2) revisão dos procedimentos de determinação do momento resistente a flambagem lateral com torção da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e europeia EN 1993-1-1:2005;
- 3) revisão bibliográfica específica, limitada aos casos de flambagem lateral com torção em vigas casteladas;
- 4) desenvolvimento de um modelo numérico para determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço prevendo comportamentos elástico e inelástico e a influência das tensões residuais usando o programa ABAQUS (HIBBIT *et al.*,1998);
- 5) aferição do modelo numérico, utilizando-se resultados teóricos, numéricos e experimentais disponíveis na literatura;
- 6) processamento de vigas casteladas com alturas diferentes, procurando abranger o comportamento de peças em uma ampla faixa da construção metálica, para a obtenção do momento fletor resistente;
- 7) distribuição dos momentos resistentes obtidos em curvas, relacionado-os com o comprimento destravado;

- 8) comparação das curvas obtidas numericamente com aquelas traçadas com o procedimento da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 para vigas de alma cheia com os perfis originais e com perfis hipotéticos de mesma altura das casteladas. E curvas obtidas aplicando-se, sem modificação a formulação da norma brasileira às vigas casteladas, considerando as propriedades geométricas da seção transversal no centro das aberturas;
- 9) comparação das curvas obtidas numericamente com aquelas traçadas com o procedimento da norma européia EN 1993-1-1:2005, considerando-se as propriedades geométricas da seção transversal considerada no centro das aberturas;
- 10) proposição de procedimentos analíticos para obtenção do momento fletor resistente nominal com base na norma brasileira e norma européia.

2 FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO

2.1 Definição do Fenômeno

A flambagem lateral com torção é um estado limite-último que pode ocorrer nas vigas, causado pelo momento fletor. Nos perfis I, pode ser explicado pelo fato da parte comprimida da seção transversal tornar-se instável, mas por ser ligada continuamente por meio da alma à parte tracionada, o efeito estabilizador desta faz com que ocorra uma translação lateral $\mu(z)$ acrescida de uma torção $\phi(z)$, conforme a Figura 2.1.

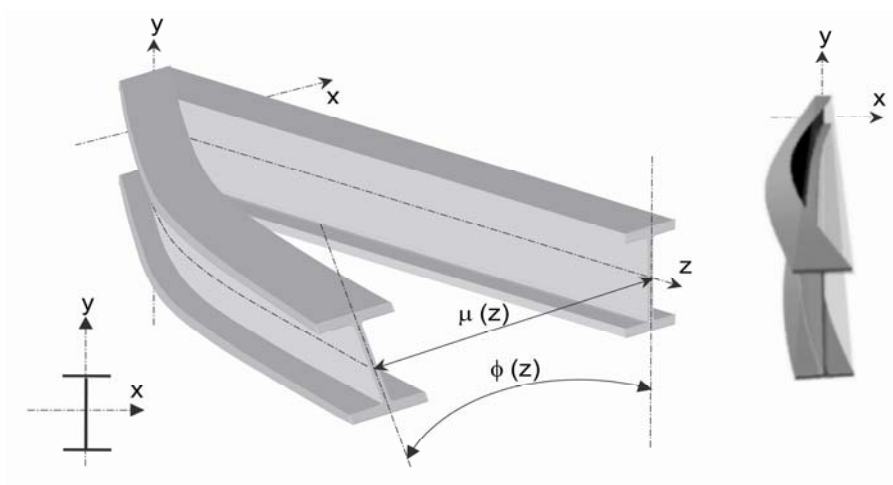


Figura 2.1 – Flambagem lateral com torção (adaptado de SAYED-AHMED, 2004)

2.2 Fatores que influenciam

O momento fletor resistente nominal à flambagem lateral com torção depende de vários fatores, entre os quais se destacam:

a) O comprimento destravado

Quanto maior o comprimento destravado (L_b), menor será o momento fletor resistente da viga.

b) As condições de contorno de seções com restrição à flambagem lateral com torção

Os quatro deslocamentos importantes, que podem ser impedidos em uma seção transversal, restringindo a possibilidade de ocorrência da flambagem lateral com torção, são a rotação θ e o empenamento ω , que é uma função de θ' , decorrentes da torção, o deslocamento do centro de torção no plano perpendicular ao de flexão, μ , e a rotação correspondente, μ' . Quanto mais deslocamentos forem impedidos, maior será a capacidade resistente da viga. Em grande parte das vezes, na prática, as condições de contorno costumam apresentar as seguintes características:

- todos os deslocamentos (θ , ω , μ e μ') impedidos, em um tipo de restrição flexo-torção denominado “vínculo engastado”;
- os deslocamentos ω e μ impedidos e θ e μ' liberados, em um tipo de restrição denominado “vínculo de garfo”.

A Figura 2.2 ilustra os modos de flambagem, em planta, de uma viga de seção I com esses dois vínculos em ambas as extremidades do comprimento destravado.

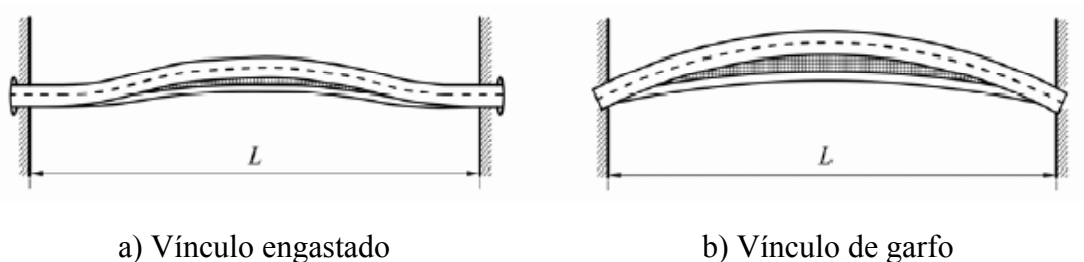


Figura 2.2 – Modos de flambagem de uma viga de seção I (adaptada de REIS, 1996)

c) Variação do momento fletor

A situação mais desfavorável é aquela em que o momento fletor é constante ao longo do comprimento destravado, já que causa compressão de mesma magnitude em uma parte da seção transversal em todo esse comprimento.

Dependendo da variação do momento fletor pode-se ter uma situação mais ou menos agravada.

d) Descontinuidade da seção transversal de viga

Os recortes nas mesas das vigas (Figura 2.3.a), para facilitar sua ligação a outros componentes da estrutura, podem reduzir significativamente o momento fletor resistente nominal da viga à flambagem lateral com torção. As aberturas na alma (Figura 2.3.b), usadas, por exemplo, para a passagem de dutos, também podem reduzir esse momento resistente.

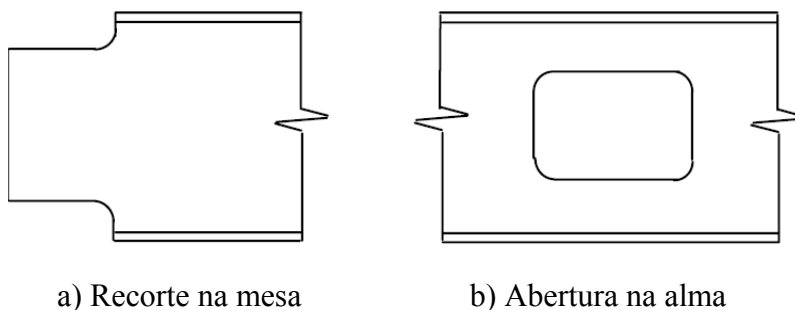


Figura 2.3 – Descontinuidade da seção transversal (adaptada de REIS, 1996)

e) Cargas transversais estabilizantes ou desestabilizantes

Cargas transversais aplicadas acima da semi-altura da seção transversal são denominadas cargas desestabilizantes, pois potencializam o movimento de torção e o momento resistente da viga se reduz (Figura 2.4.b). Ao contrário, cargas transversais aplicadas abaixo da semi-altura da seção transversal são denominadas cargas estabilizantes, pois aliviam o movimento de torção e o momento resistente se eleva (Figura 2.4.c). Já as cargas aplicadas na semi-altura não são nem estabilizantes nem desestabilizantes (Figura 2.4.a).

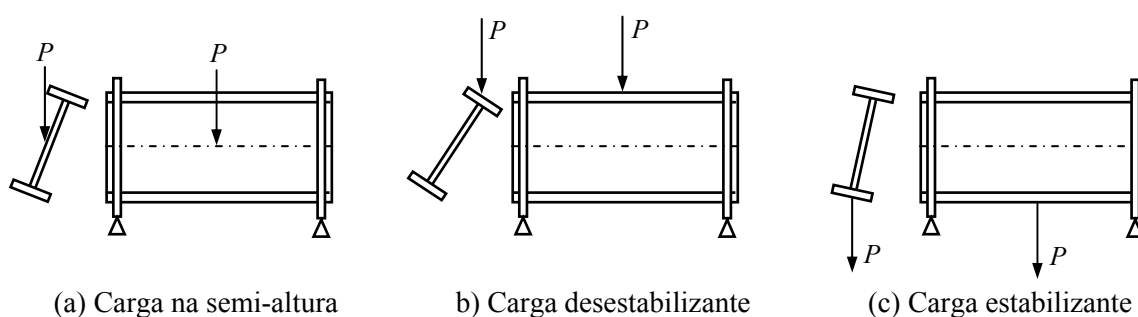


Figura 2.4 – Cargas estabilizantes e desestabilizantes

f) Tensões residuais

A magnitude e a distribuição das tensões residuais antecipam a passagem da flambagem lateral com torção do regime elástico para o inelástico (ver item 2.3).

g) Imperfeições geométricas

Por imperfeições geométricas entende-se tanto a excentricidade da linha de ação das cargas em relação ao centro de torção (Figura 2.5.a), quanto uma rotação inicial (Figura 2.5.b) ou uma curvatura inicial perpendicular ao carregamento (Figura 2.5.c).

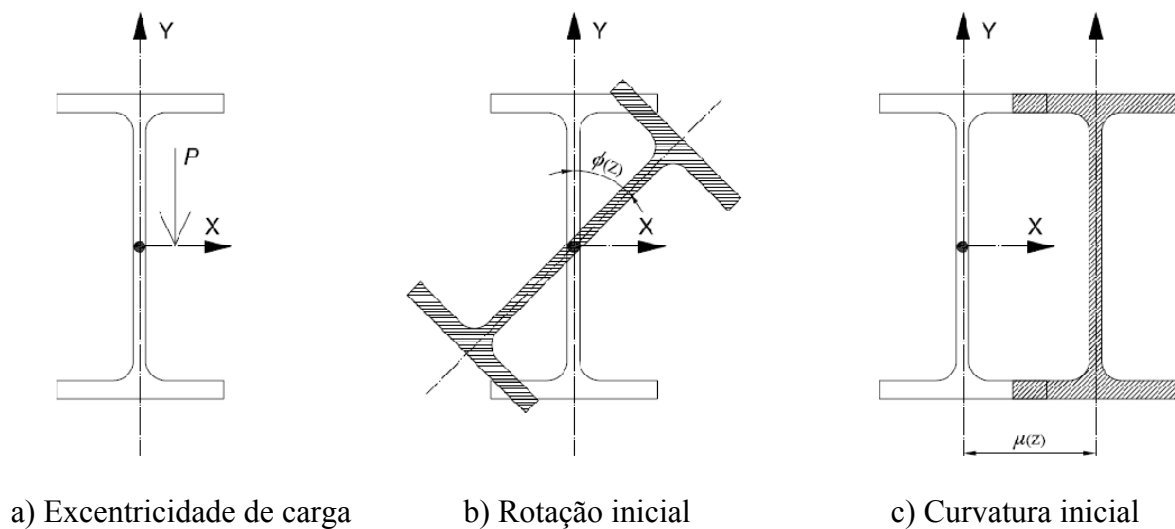


Figura 2.5 – Imperfeições geométricas

2.3 Distribuição das Tensões Residuais

Denominam-se tensões residuais às tensões normais ou de cisalhamento que aparecem durante o resfriamento não-uniforme de um perfil, decorrentes do processo de fabricação. A distribuição das tensões residuais depende das dimensões da seção transversal, da temperatura da laminação ou soldagem, das propriedades do material e das condições de resfriamento. Como as tensões residuais são internas, ou seja, não são causadas por ações externas, possuem resultantes de força e momento nulas.

Em perfis laminados a quente, por exemplo, as regiões das extremidades das mesas e do centro da alma, nas quais existe menor quantidade de material concentrado, se resfriam primeiro, diminuem livremente de volume e passam a resistir à diminuição de volume das demais partes, que ainda permanecem mais aquecidas. Como consequência, quando o resfriamento é completado, aquelas partes que resfriaram primeiro ficam com tensões residuais de compressão e as partes que se resfriaram mais tarde ficam com tensões residuais de tração (Figura 2.6).

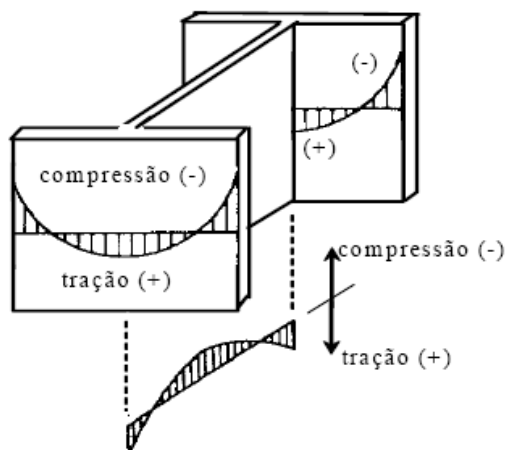


Figura 2.6 – Tensões residuais em perfis I laminado

Na produção de perfis soldados, de modo geral, cortam-se longitudinalmente as chapas a maçarico. Nesse primeiro procedimento, as extremidades dessas chapas ficam mais aquecidas, resfriando-se por último, ficando assim tracionadas, ao contrário da região central que fica comprimida. Em seguida, a soldagem com a chapa da alma aquece com mais intensidade as regiões próximas das soldas, que também resfriam por último, ficando tracionadas, e as demais regiões comprimidas. A Figura 2.7 mostra a distribuição de tensões residuais em uma chapa após o corte das bordas longitudinais por maçarico e em um perfil I soldado.

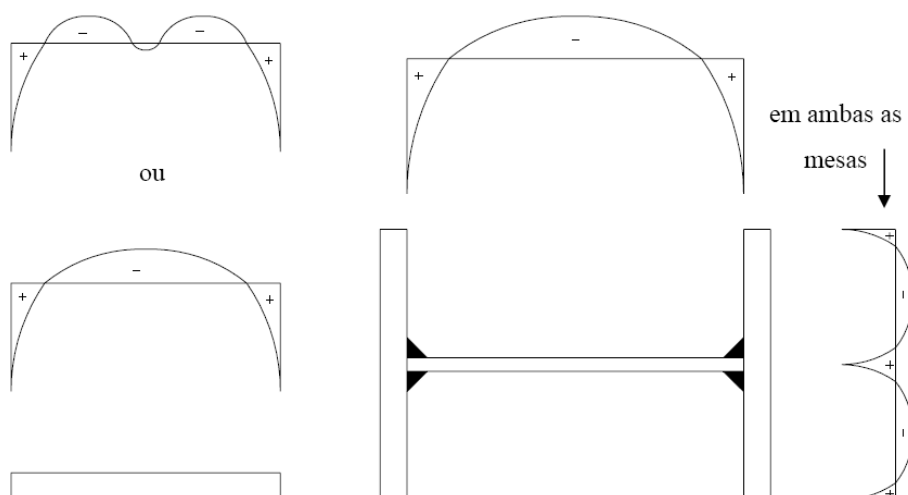


Figura 2.7 – Tensões residuais em uma chapa após o corte e em perfil I soldado

Em uma barra com tensões normais residuais, o escoamento se inicia em uma tensão σ_p , inferior à resistência ao escoamento f_y obtida no ensaio de um corpo de prova sem tensões residuais. Essa tensão em que o escoamento se inicia é a tensão normal causada pela força externa que, somada ao máximo valor da tensão normal residual (σ_r), fornece uma tensão igual à resistência ao escoamento do aço f_y . Logo:

$$\sigma_p = f_y - \sigma_r \quad (2.1)$$

Continuando a aumentar a força externa, o escoamento vai atingindo gradativamente toda seção transversal da barra, com as deformações crescendo de forma não-linear com as tensões normais. O escoamento se completa quando a tensão externa atuante se torna igual à resistência ao escoamento do aço f_y . A Figura 2.8 mostra o comportamento descrito, válido tanto para tração quanto para compressão.

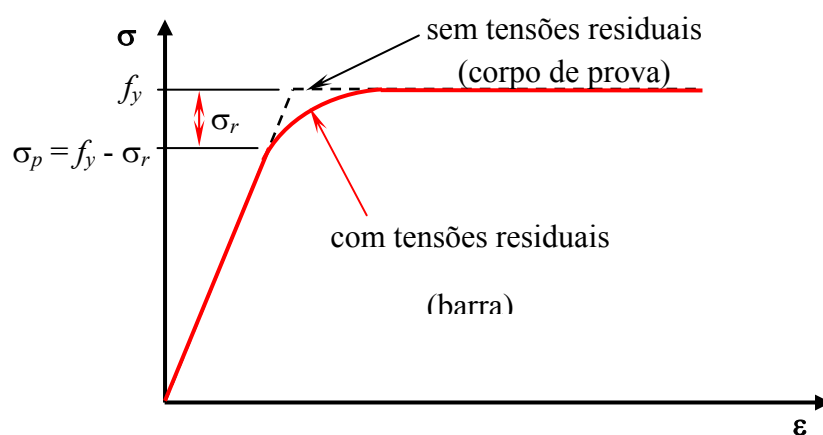


Figura 2.8 – Diagrama tensão normal *versus* deformação com e sem tensões residuais

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, a tensão residual de compressão nas mesas das vigas, σ_r , para efeito de considerações da flambagem lateral com torção, deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado. A utilização desse valor constante, é dependente da resistência ao escoamento, e tem o objetivo de simplificar os procedimentos de cálculo.

2.4 Distorção da alma

A flambagem lateral com torção envolve um deslocamento lateral e um giro da seção transversal sem que ocorram deformações no plano da seção transversal. Mas para vigas com comprimentos destravados intermediários, a flambagem lateral com torção pode ocorrer juntamente com a flambagem local da alma mudando assim a geometria da seção transversal da viga, ou seja, ocorre a distorção da alma (Figura 2.9). Dessa forma essa distorção da alma diminui a rigidez a torção da viga, diminuindo assim o momento fletor resistente.

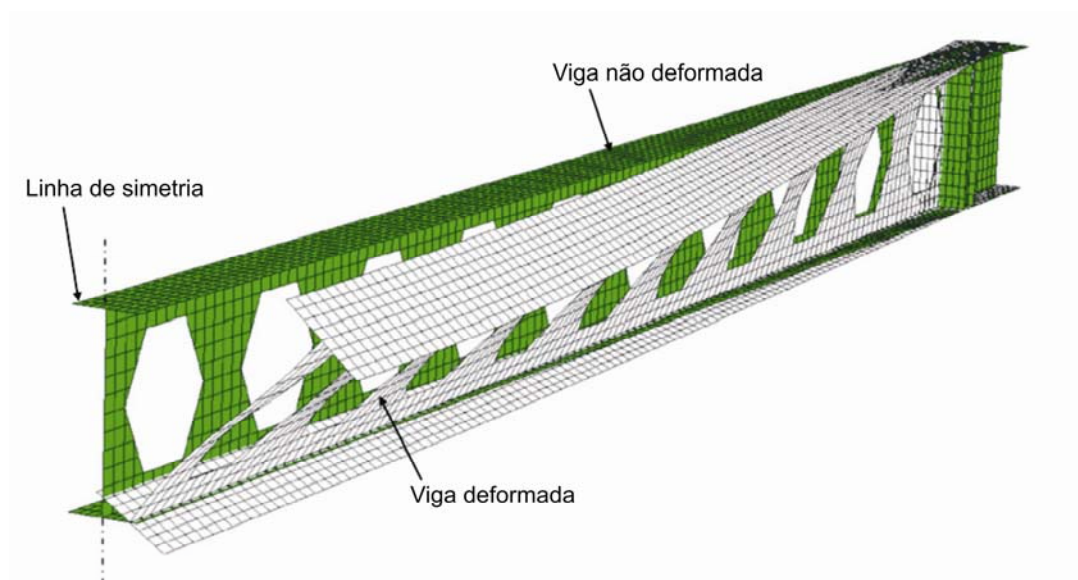


Figura 2.9 – Flambagem lateral com torção acompanhada da distorção da alma
(adaptada de ELLOBODY, 2011)

2.5 Momento resistente nominal de acordo com as normas de projeto

2.5.1 Norma brasileira ABNT NBR 8800:2008

2.5.1.1 Generalidades

A norma ABNT NBR 8800:2008 apresenta um procedimento para o cálculo do momento fletor resistente nominal à flambagem lateral com torção de vigas com seção I de alma cheia que atendam às condições:

- vínculos de garfo nas extremidades do comprimento destravado;
- forças transversais externas aplicadas na semi-altura da seção transversal;
- seção transversal constante ao longo do comprimento destravado.

Adicionalmente, o procedimento não leva em conta a distorção da alma, que não é significativa em vigas de alma cheia.

Deve-se salientar que o procedimento ABNT NBR 8800:2008 conduz aos mesmos resultados do procedimento da norma americana ANSI/AISC 360-05.

Salienta-se que a norma brasileira, seguindo a americana, trabalha com um índice de confiabilidade em torno de 2,6 e despreza as imperfeições geométricas iniciais.

2.5.1.2 Procedimento

O momento fletor resistente nominal para o estado-limite último de flambagem lateral com torção, para vigas com seção I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (eixo x), em regime elástico, é dado por :

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 EI_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \leq M_{pl} \quad (2.2)$$

onde L_b é o comprimento destravado, E o módulo de elasticidade longitudinal do aço, I_y o momento de inércia em relação ao eixo y, J a constante de torção e C_w a constante de empenamento.

Já C_b é chamado de fator de modificação para diagrama de momento não-uniforme. Tem a função de levar em conta a influência da variação do momento fletor ao longo do comprimento destravado L_b , e é dado por:

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_c} \leq 3,0 \quad (2.3)$$

onde M_{max} é o momento fletor máximo, em módulo, no comprimento destravado, M_A é o momento fletor, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, M_B o momento fletor, em módulo, na seção central do comprimento destravado, e M_C o momento fletor, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medidos a partir da extremidade da esquerda.

Em trechos em balanço, entre uma seção com restrição à translação lateral e à torção e a extremidade livre, deve-se tomar C_b igual a 1,0.

A flambagem lateral com torção em regime elástico ocorre se o parâmetro de esbeltez λ for maior que λ_r , sendo:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} \quad (2.4)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (2.5)$$

onde r_y é o raio de giração da seção em relação ao eixo y e

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_x}{EJ} \quad (2.6)$$

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} \quad (2.7)$$

sendo d a altura da seção, t_f a espessura da mesa, f_y a resistência ao escoamento do aço, W_x o módulo de resistência elástico da seção relativo ao eixo de flexão (eixo x) e σ_r a tensão residual de compressão nas mesas, tomada igual a $0,30f_y$.

Para que o colapso ocorra por meio da plastificação total da seção transversal, o parâmetro λ deve ser menor que λ_p que é dado por:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.8)$$

Dessa maneira, o momento fletor nominal resistente, M_{Rk} , será igual ao momento de plastificação, M_{pl} .

Se o parâmetro λ estiver entre λ_p e λ_r , a flambagem lateral com torção ocorre em regime inelástico e o momento resistente é dado simplificada pela equação de uma reta que une os pontos (M_{pl}, λ_p) e (M_r, λ_r) multiplicada por C_b (Figura 2.10) e limitada por M_{pl} :

$$M_{Rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \leq M_{pl} \quad (2.9)$$

onde

$$M_r = W_x (f_y - \sigma_r) \quad (2.10)$$

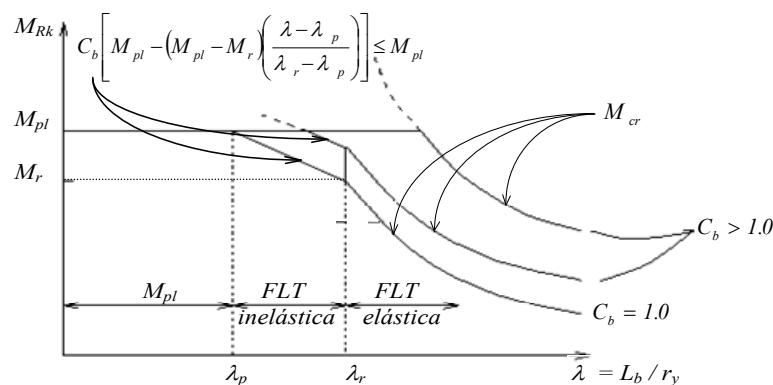


Figura 2.10 – Momento fletor resistente nominal M_{Rk} em função da esbelteza λ

O procedimento apresentado para o cálculo do momento fletor resistente na norma brasileira na versão de 2008 (ABNT NBR 8800:2008) apresenta inconsistência teórica quando C_b é maior que 1,0. O final do regime elástico deveria acontecer para um λ_r correspondente a M_{cr} , que seria igual a M_{Rk} , mas como M_{cr} é função de C_b , λ_r também deveria ser. No entanto, o valor de λ_r foi mantido constante, com o valor correspondente a C_b igual a 1,0, o que faz com que, a rigor, M_{Rk} perca seu significado físico de momento fletor correspondente ao final do regime elástico. Apesar disso os resultados são consistentes com os resultados de testes e atendem o índice de confiabilidade previsto.

2.5.2 Momento resistente nominal de acordo com a EN 1993-1-1:2005

Segundo a norma europeia EN 1993-1-1:2005, o momento resistente nominal referente ao estado-limite último de flambagem lateral com torção é expresso por:

$$M_{Rk} = \chi_{LT} M_{pl} \quad (2.11)$$

onde χ_{LT} é dado por:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (2.12)$$

sendo

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (2.13)$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}} \quad (2.14)$$

Na Eq. (2.13), α_{LT} é um fator de imperfeição para as curvas de flambagem lateral com torção, cujos valores são apresentados na Tabela 2.1, e na Eq. (2.14), M_{pl} é o momento de plastificação e M_{cr} é o momento crítico elástico calculado de acordo com a teoria da estabilidade.

Tabela 2.1 – Valores para o fator de imperfeição para as curvas de flambagem

Curva de flambagem	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Fator de imperfeição (α_{LT})	0,21	0,34	0,49	0,76

A norma europeia indica que as curvas sejam escolhidas em função do tipo de seção transversal conforme com a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Curvas recomendada para diferentes seções transversais

Seção transversal	Limites	Curva
seção laminada	$d/b_f \leq 2$	<i>a</i>
	$d/b_f \geq 2$	<i>b</i>
seção soldada	$d/b_f \leq 2$	<i>c</i>
	$d/b_f \geq 2$	<i>d</i>
outras seções	-	<i>d</i>

A EN 1993-1-1:2005 adota índice de confiabilidade de 3,8 e, ao contrário das normas brasileiras e americana, considera as influências das imperfeições geométricas iniciais.

2.5.3 Estudo comparativo entre a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e a norma européia EN 1993-1-1:2005

Para efeito de comparação, foram traçadas curvas do momento resistente nominal (M_{Rk}) em função de $\lambda = L_b/r_y$ de uma viga com seção I duplamente simétrica, com altura igual a 500 mm, largura das mesas igual a 200 mm e espessura das mesas e da alma iguais a 19 mm e 8 mm, respectivamente, através dos procedimentos propostos pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e pela norma européia EN 1993-1-1:2005. No caso da norma européia, foram traçadas apenas as curvas *b* e *d*, supondo que a viga possa ser soldada ou laminada, pois, $d/b_f \geq 2$. Essas curvas foram obtidas para vigas submetidas a momento fletor uniforme, a carga uniformemente distribuída e a carga concentrada no meio do vão. Foram considerados f_y igual a 345 MPa e E igual a 200 GPa. As curvas são apresentadas nas Figuras 2.11 a 2.13.

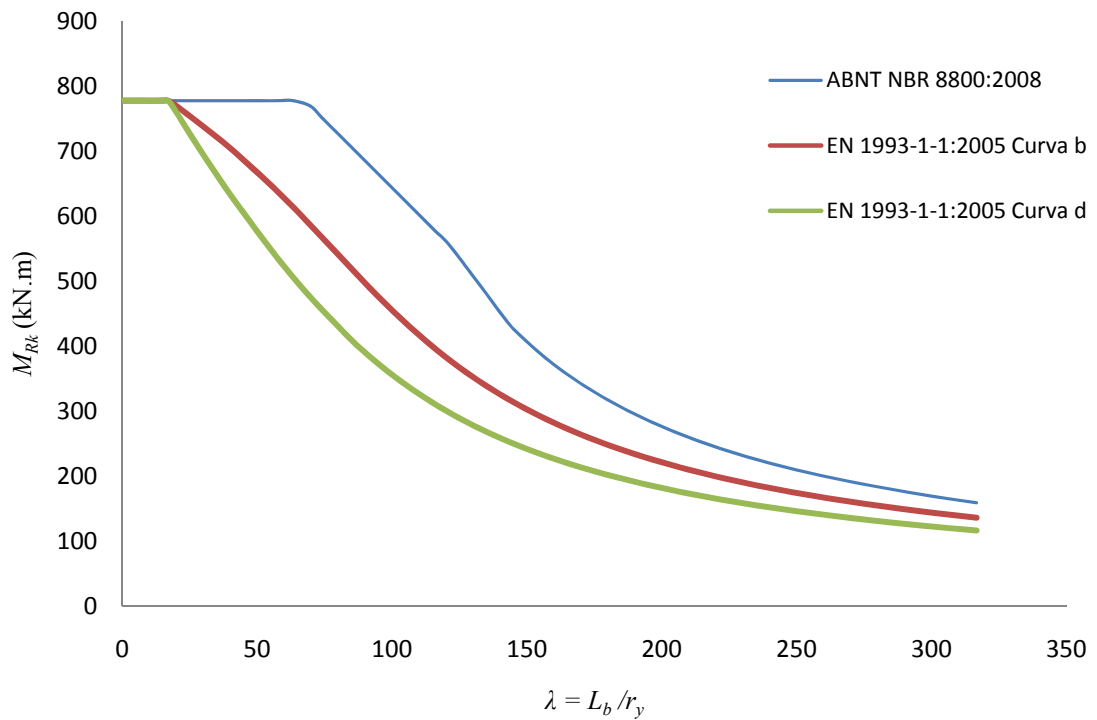


Figura 2.11 – Momento resistente M_{Rk} em função da esbeltez λ da viga submetida a momento constante

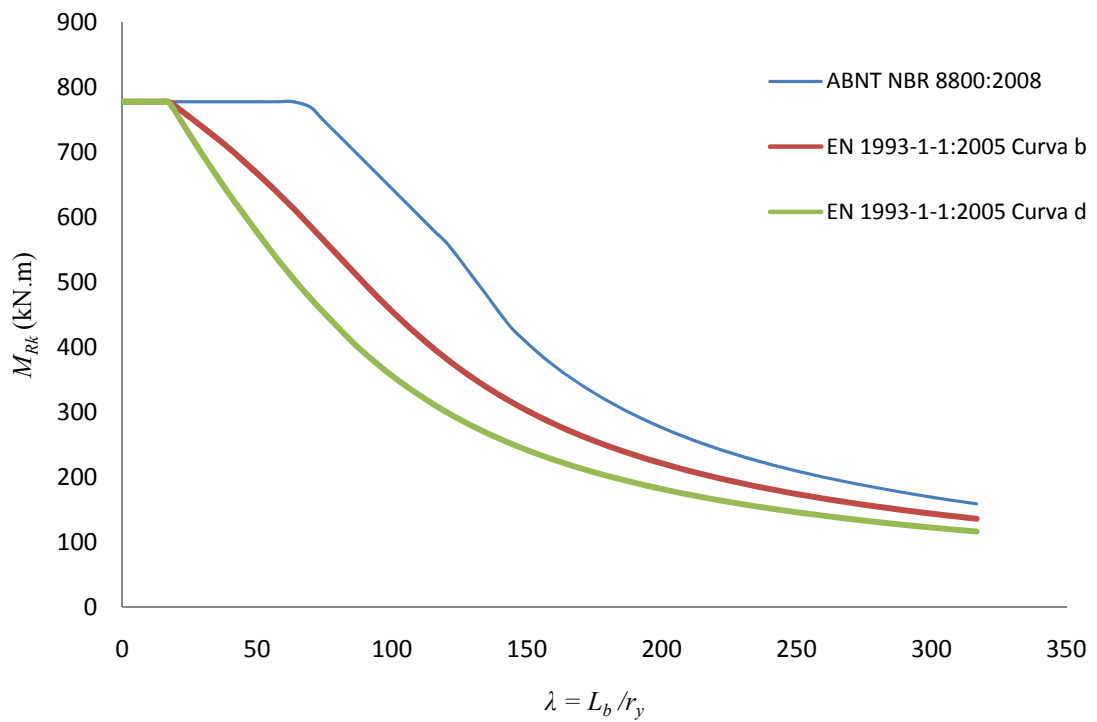


Figura 2.12 – Momento resistente M_{Rk} em função da esbeltez λ da viga submetida a carga uniformemente distribuída

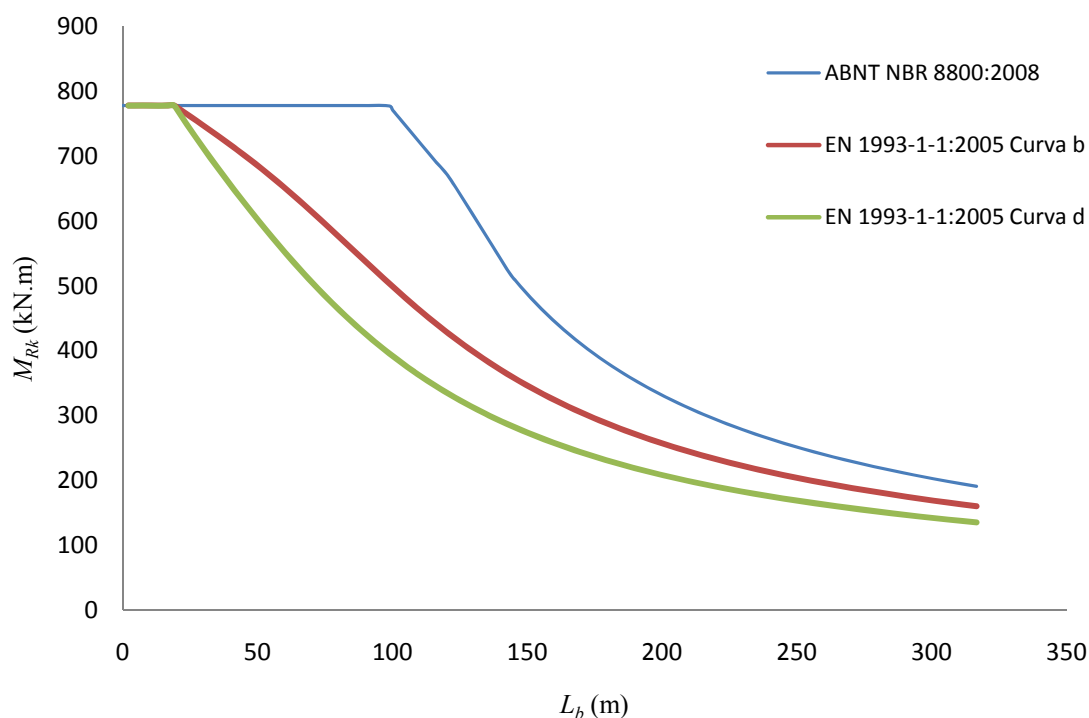


Figura 2.13 - Momento resistente M_{Rk} em função da esbeltez λ da viga submetida a carga concentrada no meio do vão

Percebe-se claramente que os momentos resistentes obtidos a partir da norma europeia são mais conservadores que os da norma brasileira, pois aquela considera as imperfeições geométricas iniciais e adota índice de confiabilidade maior.

2.6 Histórico

O estado-limite último de flambagem lateral com torção em vigas de aço vem sendo estudado desde a metade do século XIX. No caso das vigas casteladas, as aberturas nas almas podem influenciar no valor do momento fletor resistente. De acordo com NETHECORT & KERDAL (1982), os primeiros ensaios onde o fenômeno foi relatado nessas vigas foram realizados por TOPRAC & CROOKE (1959).

PATTNAYAK & CHESSON (1974) estudaram a flambagem lateral de vigas casteladas usando o método da energia em regime elástico. As tensões residuais e as concentrações de tensões nos cantos das aberturas foram desprezadas. Esses autores apresentaram soluções para o momento resistente elástico para os casos de carga uniformemente

distribuída e carga concentrada no meio do vão. Essas cargas foram aplicadas nas mesas superior e inferior e no nível do centro de torção das vigas.

NETHECORT & KERDAL (1982) desenvolveram um trabalho experimental para estudar a estabilidade lateral de vigas casteladas, no qual foram ensaiadas oito vigas em escala real. Os resultados obtidos foram comparados com os do procedimento de cálculo da B/20:1978 (texto preliminar que deu origem à norma britânica BS 5950) para vigas de alma cheia, mas com as propriedades geométricas da seção transversal calculadas no centro da abertura. A Figura 2.14 mostra a configuração do ensaio, onde os pontos A, B, C e D estão contidos lateralmente e o trecho B-D sujeito a momento fletor constante, pior condição para flambagem lateral. Todas as vigas sofreram flambagem lateral com torção e apresentaram resultados compatíveis com o procedimento de cálculo da B/20 (com as propriedades geométricas obtidas no centro da abertura).

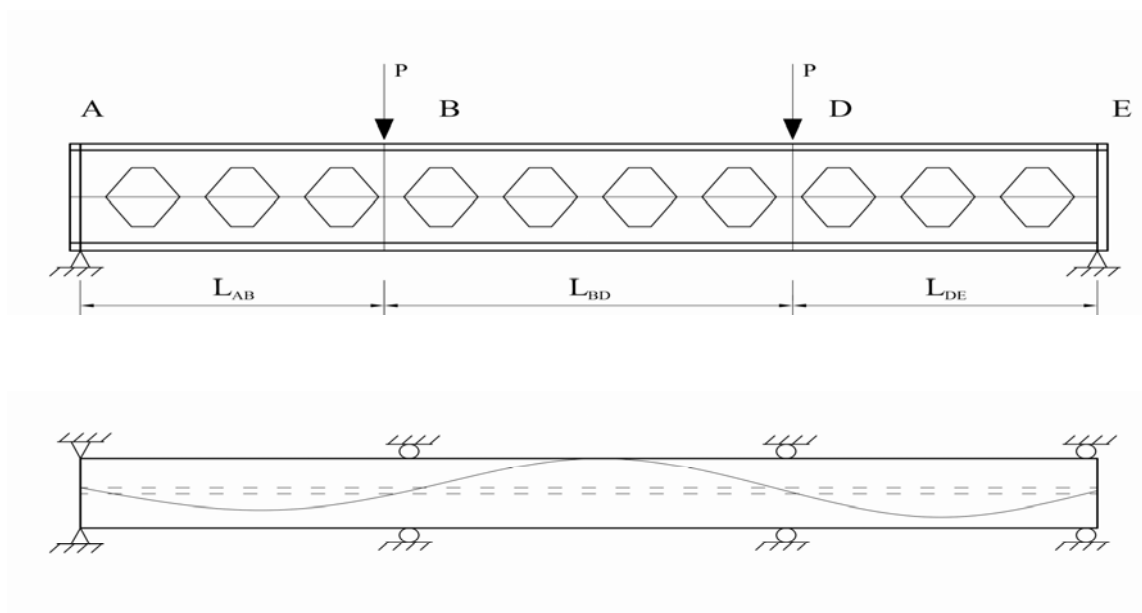


Figura 2.14 – Esquema de ensaio das vigas em escala real

NETHECORT & KERDAL (1982) também ensaiaram, em escala reduzida, oito vigas casteladas e duas vigas de alma cheia, todas em balanço com uma carga concentrada na extremidade livre, apenas com objetivo de comparar qualitativamente a ocorrência do

fenômeno da flambagem lateral com torção nos dois tipos de viga. Ao final, concluíram que ambos os tipos apresentaram comportamentos semelhantes (Figura 2.15).

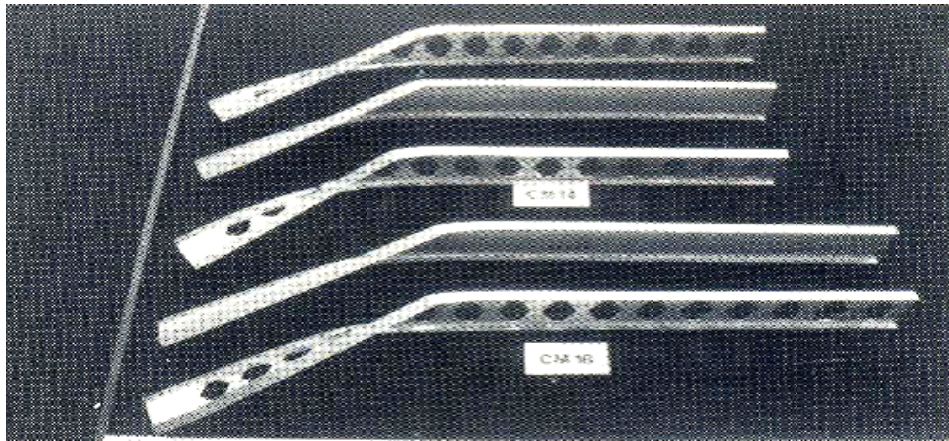


Figura 2.15 – Vigas em escala reduzidas após os ensaios

DARWIN (1990) propôs uma equação para modificar a constante de torção, de modo a considerar a redução da resistência de vigas com aberturas na alma. Assim, o momento resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço com seção transversal I, duplamente simétricas, com aberturas retangulares na alma, com ou sem reforço, podem ser calculadas pelo procedimento de vigas de alma cheia, apenas multiplicando-se a constante de torção J pelo seguinte valor:

$$\xi = 1 - \left(\frac{a_0}{L_b} \right) \frac{h_0 t_w - 2A_r}{t_w (d + 2b_f)} \quad (2.15)$$

onde a_0 e h_0 são o comprimento e a altura da abertura, respectivamente, t_w é a espessura da alma, d é a altura da seção transversal, b_f é a largura das mesas e A_r é a área do reforço (para vigas com reforço apenas de um lado da alma, A_r deve ser tomado igual a zero).

THEVENDRAN & SHANMUGAM (1991) fizeram um estudo em vigas com aberturas circulares ou retangulares e mostraram como essas aberturas influenciam no valor do momento fletor resistente para flambagem lateral com torção. Nesse trabalho, foi proposto um método analítico para determinação do momento resistente, levando em

consideração a variação na posição das aberturas ao longo do vão da viga, envolvendo inclusive casos com múltiplas aberturas na alma. Esses autores realizaram um conjunto de ensaios e compararam os resultados experimentais com os do método analítico e constataram a viabilidade deste último.

BRADLEY (2003) fez um estudo sobre o estado-limite último da flambagem lateral com torção de vigas casteladas durante o processo de montagem. Para isso, propriedades da seção transversal como momento de inércia, constante de empenamento e constante de torção foram calculadas de acordo com três hipóteses. A primeira considera que a seção transversal é formada por apenas dois “tês”, um superior e outro inferior. A segunda despreza a abertura e considera como se a viga castelada fosse de alma cheia. A terceira hipótese admite as propriedades ponderadas da seção transversal.

MOHEBKHAH (2004) estudou vigas casteladas biapoiadas usando um modelo tridimensional de elementos finitos com o programa ANSYS, para investigar os efeitos da esbeltez da viga sobre o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_b), em uma análise não linear em regime inelástico. Verificou-se que o coeficiente C_b não é constante para uma série de valores de esbeltez de vigas casteladas. Os valores de C_b determinados pela expressão da especificação americana AISC:1999, para vigas em regime inelástico, são maiores do que os obtidos nesse estudo, e essa diferença diminui à medida que o comprimento destravado aumenta. O fator C_{br} , (fator reduzido) é obtido multiplicando-se um fator de redução (R_f) pelo fator C_b calculado pela AISC:1999. Com este estudo concluiu-se que o fator C_b não depende apenas das condições de carregamento, mas também da esbeltez da viga. O autor estudou a viga castelada CPE140 (140x73x0,69x4,7), padrão Peiner, e para carga concentrada obteve as equações abaixo:

$$C_{brp} = 1,35R_{fp} \quad (2.16)$$

$$R_{fp} = \begin{cases} -1,541\lambda^3 + 5,012\lambda^2 - 4,725\lambda + 2,010 & \text{se } \lambda < 1,32 \\ 1 & \text{se } \lambda \geq 1,32 \end{cases} \quad (2.17)$$

Para carregamento uniformemente distribuído foram obtidas as seguintes equações:

$$C_{brw} = 1,13R_{fw} \quad (2.18)$$

$$R_{fw} = \begin{cases} 0,7138e^{0,2418\lambda} & se \lambda < 1,32 \\ 1 & se \lambda \geq 1,32 \end{cases} \quad (2.19)$$

MOHEBKHAH & SHOWKATI (2005) desenvolveram um modelo 3D, utilizando o Método dos Elementos Finitos, para investigar o efeito da rigidez de uma contenção lateral elástica na mesa superior em regime inelástico de uma viga castelada biapoiada sujeita a momento fletor constante. Concluíram que, em vigas casteladas no regime inelástico, o efeito da contenção lateral inicialmente cresce à medida que se aumenta o trecho sem contenção e decresce quando a viga entra no regime elástico. Assim o efeito da contenção lateral depende não somente da rigidez e das suas restrições, mas também da esbeltez da viga castelada. Ainda propuseram a seguinte expressão para o cálculo de uma rigidez ótima da contenção lateral em função de uma esbeltez modificada da viga castelada sujeita a momento fletor constante:

$$\frac{k_{opt}L^3}{EI_y} = -86,12\lambda^3 + 418,55\lambda^2 - 566,55\lambda + 233,8 \quad (2.20)$$

sendo

$$\lambda = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{0cr}}} \quad (2.21)$$

onde M_{0cr} é o momento crítico elástico das vigas casteladas com as propriedades determinadas no centro das aberturas.

SHOWKATI (2008) propôs uma equação para o cálculo do fator C_b em regime elástico devido a um carregamento distribuído na mesa superior e introduziu um novo fator, C_c , para corrigir o momento crítico elástico devido ao processo de fabricação das vigas casteladas. O valor de C_b é dado por:

$$C_b = 0,503 \left(\frac{L_b}{d} \right)^{0,18} \quad (2.22)$$

onde L_b é o comprimento destravado e d a altura da viga castelada. Já o valor de C_c , obtido nesse estudo foi de 1,056. Assim, pode-se chegar ao momento crítico em regime elástico pela equação:

$$M_e = C_b C_c \sqrt{\frac{\pi^2 E I_y}{L_b^2} \left(\frac{\pi^2}{L_b^2} E C_w + GJ \right)} \quad (2.23)$$

RADIC *et al.* (2008) apresentaram dois diferentes tipos de cálculo do momento crítico de vigas casteladas, usando o método dos elementos finitos e a expressão dada na ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, considerando a influência das características geométricas de vigas casteladas em relação às vigas de alma cheia com dimensões da seção transversal correspondentes. As pesquisas mostraram que as aberturas na alma tiveram pouca influência no valor do momento crítico para flambagem lateral com torção. Os valores para momento crítico encontrados para vigas casteladas e para vigas correspondentes de alma cheia são basicamente os mesmos calculados de acordo com a ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, utilizando as propriedades da seção no centro das aberturas.

LAKUSIC *et al.* (2008) fizeram um estudo para determinar qual curva da norma europeia EN 1993-1-1:2005 melhor se adequa ao cálculo do momento crítico de flambagem lateral com torção de vigas casteladas. Em função dos resultados obtidos, para vigas em que d/b_f é superior a dois recomendaram a curva c, e para vigas em que d/b_f é inferior a dois recomendaram a curva b, onde d é altura da viga castelada e b_f largura da mesa.

ZIRAKIAN & SHOWKATI (2006) estudaram o fenômeno da distorção da alma que ocorre em vigas de comprimento intermediário e almas esbeltas. A distorção da alma acontece devido à flambagem local da alma juntamente com a flambagem lateral. Essa distorção da alma permite que as mesas girem com diferentes ângulos, reduzindo assim a resistência à torção e, conseqüentemente, à flambagem lateral com torção. Foram

ensaiadas seis vigas casteladas de aço em escala real submetidas a carregamento concentrado na mesa superior. Todas as vigas sofreram flambagem lateral acompanhada por distorção da alma. Os resultados obtidos a partir dos experimentos foram comparados com curvas de $P \times \delta$ de SOUTHWELL (1932) e curvas $\delta/P^2 \times \delta$ de MASSEY (1963), onde P é carga aplicada e δ o deslocamento lateral. Também foram comparados com formulações teóricas para momento fletor resistente à flambagem lateral com torção em regime elástico e inelástico, tendo sido obtidos resultados satisfatórios.

KOHNEHPOOSHI & SHOWKATI (2009) estudaram uma série de vigas casteladas através do programa de elementos finitos ANSYS, com diferentes vãos e seções. Análises não-lineares foram feitas para se obter a constante de torção. Para obter outras propriedades como área efetiva, momento de inércia e coeficiente de cisalhamento, foram feitas apenas análises lineares. As vigas foram submetidas a momento constante, carga uniformemente distribuída e carga concentrada.

GAMA *et al.* (2010) desenvolveram um modelo numérico que permitiu obter valores do momento resistente elástico à flambagem lateral com torção, em vigas casteladas, através de uma análise numérica com base no método dos elementos finitos usando programa ANSYS. Os valores obtidos foram comparados com os valores calculados pelo procedimento da EN 1993-1-1:2005 e com o modelo numérico desenvolvido por RADIC *et al.* (2008). Desse modo avaliaram, quantificaram e determinaram a influência das diferenças geométricas características das vigas casteladas em relação às vigas de alma cheia com as mesmas dimensões. Como esperado, os momentos resistentes para vigas casteladas via ANSYS foram menores em comparação com os das vigas de alma cheia, com diferenças de 4%. Concluíram também que para vigas no regime elástico, o momento resistente à flambagem lateral com torção pode ser calculado da mesma forma para as vigas de alma cheia levando em consideração as aberturas na alma.

SWEEDAN (2010) estudou a influência das aberturas na alma de vigas celulares de aço no valor do C_b e, conseqüentemente, do momento resistente à flambagem lateral com torção. Para isso, desenvolveu um modelo numérico tri-dimensional via método dos elementos finitos através do programa ANSYS. As vigas foram submetidas a momento constante, carregamento uniformemente distribuído e carga concentrada no meio do

vão. Concluiu-se que os valores de C_b sofrem redução considerável em vigas curtas, onde as tensões devidas às forças cortantes aumentam, ocorrendo distorção da alma simultaneamente à flambagem lateral com torção, diminuindo portanto o momento resistente. Para vigas longas onde a flambagem lateral com torção ocorre em regime elástico o valor de C_b é muito próximo aos valores encontrados para vigas de alma cheia. Nesse estudo também encontrou-se um fator de modificação que permite calcular o momento resistente de vigas celulares com um erro de apenas 2%.

ELLOBODY (2011) desenvolveu um modelo 3D utilizando o Método dos Elementos Finitos para estudar a flambagem lateral com torção acompanhada de distorção da alma de vigas casteladas de aço utilizando o programa ABAQUS (HIBBIT *et al.*, 1998). Foram realizadas análises lineares e não-lineares, tendo sido consideradas as imperfeições geométricas e as não-linearidades do material. O estudo mostrou que a distorção da alma causa uma redução considerável do momento resistente à flambagem lateral com torção para vigas curtas. Seus resultados foram comparados com a norma australiana AS4100-1998, verificando-se que os momentos resistentes calculados de acordo com essa norma são superiores de 1% a 9%.

3 ANÁLISE NUMÉRICA

3.1 Generalidades

As análises numéricas foram feitas por meio do programa comercial ABAQUS (HIBBIT *et al.*, 1998), que tem por base o Método dos Elementos Finitos (MEF). O programa ABAQUS (HIBBIT *et al.*, 1998) possui uma extensa biblioteca de elementos que podem modelar virtualmente qualquer geometria. Possui ainda uma extensa lista de modelos de comportamento de materiais capazes de simular a maioria daqueles utilizados na engenharia.

O programa ABAQUS (HIBBIT *et al.*, 1998) utiliza o método dos elementos finitos, que se baseia na aproximação das condições de equilíbrio de um corpo sob o ponto de vista Lagrangiano, ou seja, cada ponto material do corpo é analisado como sendo uma função do tempo e de suas coordenadas, e as equações de equilíbrio são obtidas a partir do princípio dos trabalhos virtuais.

Neste trabalho foram feitas análises lineares e não-lineares a fim de se obter o momento fletor resistente nominal para o estado-limite de flambagem lateral com torção de vigas casteladas de aço de seção duplamente simétrica.

3.2 Modelo numérico

Como nos perfis estudados as espessuras da alma e das mesas são significativamente menores que suas larguras e que o comprimento total da viga, optou-se por utilizar elementos de casca para a análise. Assim, para a elaboração do modelo numérico foram utilizados elementos de casca S4 (elemento de 4 nós) e S3 (elemento de 3 nós), que são elementos de curvatura dupla, integração completa, com deformação finita de membrana e de aplicação geral. Ambos possuem seis graus de liberdade por nó, referentes a 3 translações e a 3 rotações segundo um sistema de 3 eixos. A Figura 3.1 apresenta a geometria desses elementos assim como seus pontos de integração.

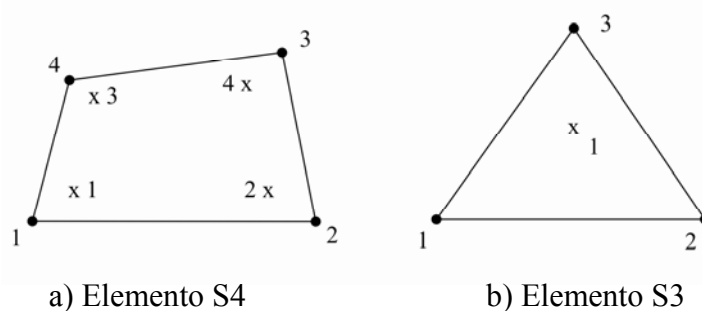


Figura 3.1 - Representação dos elementos de casca S4 e S3

Inicialmente, com o objetivo de se obter uma malha de elementos finitos estruturada, utilizaram-se elementos tipo S3 para discretizar as regiões próximas às aberturas das vigas casteladas e elementos tipo S4 nas demais regiões da viga. A Figura 3.2 apresenta a discretização da malha de elementos finitos das vigas casteladas estudadas submetidas a momento constante.

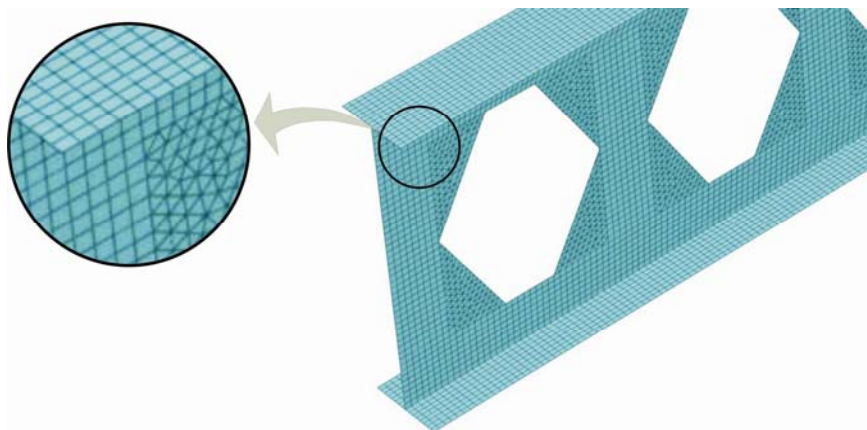


Figura 3.2 - Discretização da malha estruturada de elementos finitos

Após alguns testes, concluiu-se que o modelo numérico com malha de elementos S4 estruturados na mesa e livres na alma fornecia valores muito próximos do modelo de malha descrita anteriormente. Por essa razão decidiu-se utilizar este último, que facilita a modelagem das vigas submetidas a carregamento uniformemente distribuído e carga concentrada no meio do vão.

As tensões residuais foram consideradas apenas nas mesas, com a distribuição simplificada mostrada na Figura 3.3 (σ_{rc} indica tensão residual de compressão e σ_{rt} de tração). As tensões residuais na alma foram desconsideradas por terem influência desprezável no valor do momento resistente à flambagem lateral com torção (as mesas são os elementos mais importantes no fenômeno). O valor máximo da tensão residual, de 30% da resistência ao escoamento, foi assumido tendo por base ser esse o valor prescrito pela ABNT NBR 8800:2008.

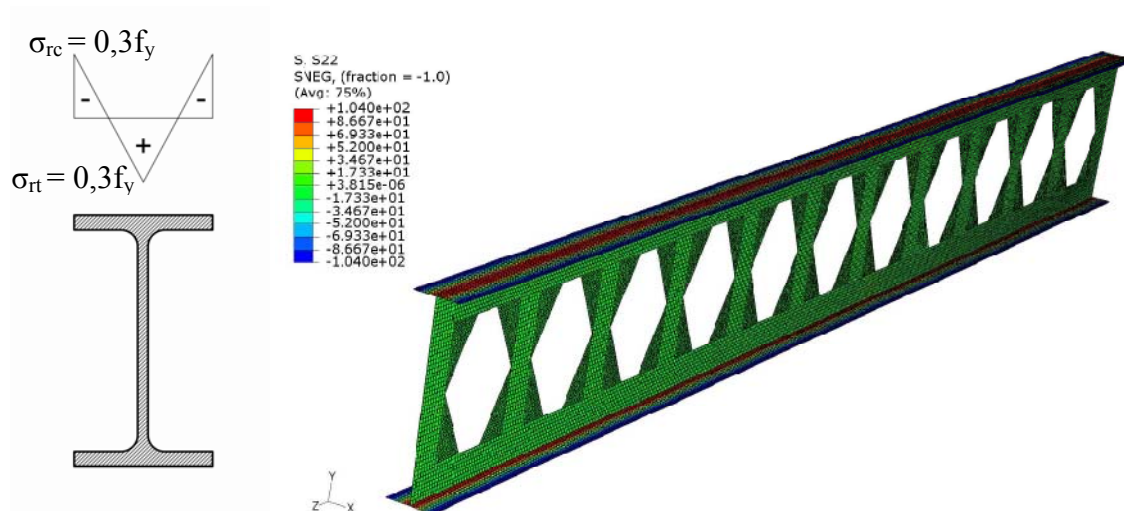


Figura 3.3 - Distribuição das tensões residuais

As vigas foram sempre consideradas biapoiadas, com comprimento destravado igual ao vão, com as duas extremidades com empenamento livre e torção impedida, simulando vínculo de garfo.

A geometria da viga foi definida de acordo com o sistema de coordenadas global do programa ABAQUS (HIBBIT *et al.*, 1998), onde a origem está localizada à meia altura da seção e no meio do vão da viga. O eixo y está na direção da alma, e o eixo longitudinal coincide com o eixo z. Para simular o vínculo de garfo, os deslocamentos na direção y foram restringidos ao longo de toda alma, o deslocamento na direção z foi

restringido apenas no nó situado a meia altura da alma em uma das extremidades da viga, e o deslocamento na direção x foi restringido em todos os nós das extremidades da viga. A rotação em torno do eixo z foi impedida também em todos os nós de ambas as extremidades, não permitindo a torção, mas deixando livre o empenamento.

3.3 Propriedades do material

Nos modelos numéricos foi adotado o diagrama tensão *versus* deformação do aço mostrado na Figura 3.4, formado por uma zona elástica, que perdura até que a resistência ao escoamento f_y seja alcançada, e por uma zona inelástica, constituída por três retas que, levando em conta a fase de encruamento, prosseguem até a resistência à ruptura f_u , conforme proposto EARL (1999) e usado por diversos pesquisadores, como CASTRO & SILVA (2006).

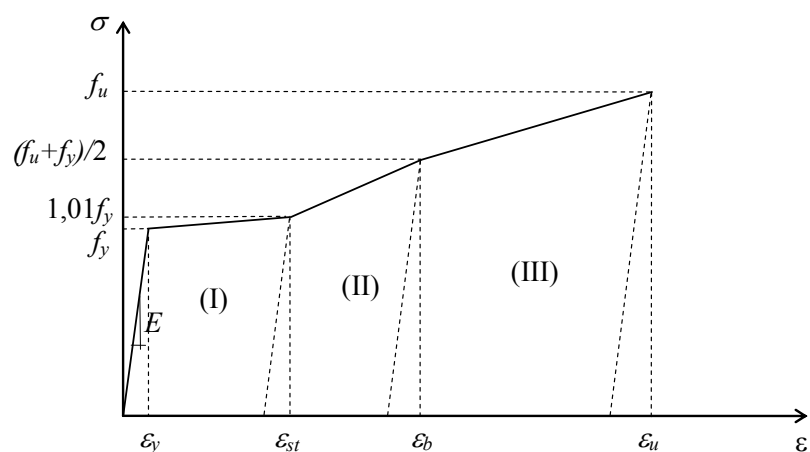


Figura 3.4 - Diagrama tensão *versus* deformação do aço (adaptada de EARLS, 1999)

O aço estrutural considerado foi o ASTM A572-GRAU 50 (usado na fabricação dos perfis laminados no Brasil), que tem módulo de elasticidade E igual a 200 GPa, resistência ao escoamento f_y igual a 345 MPa e resistência à ruptura f_u igual a 450 MPa. As deformações correspondentes ao final de cada zona foram retiradas do diagrama real tensão *versus* deformação desse aço, conforme SALMON & JOHNSON (1990), de modo que ϵ_y , ϵ_{st} , ϵ_b e ϵ_u são iguais a 0, 0,01726, 0,05394 e 0,15719 respectivamente.

Dessa maneira, o programa ABAQUS pôde considerar o comportamento elasto-plástico do aço com encruamento isotrópico e superfície de escoamento de von Mises.

3.4 Análise numérica

Primeiramente foi feita uma análise linearizada de estabilidade, para se determinar as cargas críticas elásticas correspondentes à flambagem lateral com torção (autovalores) e seus respectivos modos de flambagem (autovetores), Figura 3.5. Essa carga de flambagem é obtida como um multiplicador de uma carga de perturbação no estado inicial da análise.

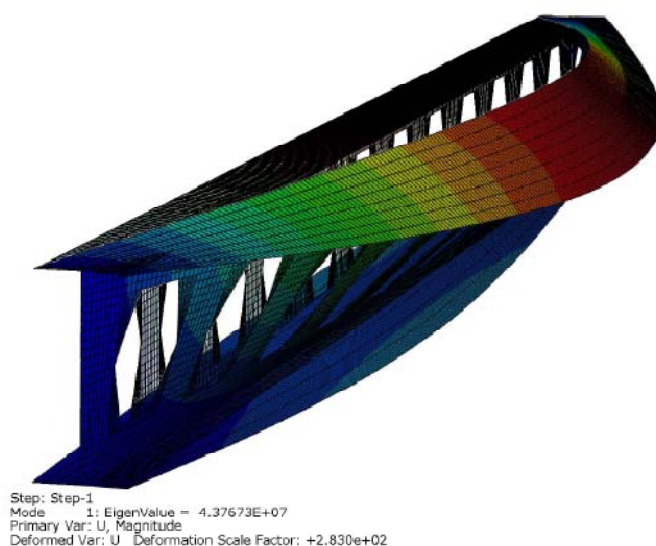


Figura 3.5 - Modo de flambagem referente a flambagem lateral com torção

Em seguida foi feita uma análise considerando as não-linearidades do material e da geometria. Para isso o ABAQUS (HIBBIT *et al.*, 1998) utiliza um processo incremental-iterativo, o método Riks modificado.

O problema de pós-flambagem exata não pode ser analisado diretamente devido à descontinuidade da resposta no ponto em que a carga atinge a carga crítica de flambagem. Para que o problema produza uma resposta contínua, introduz-se uma imperfeição inicial na geometria “perfeita” do modelo. Para isso multiplica-se o autovetor correspondente ao modo de flambagem obtido na análise linear por um fator que representa uma imperfeição inicial e adiciona-se à geometria “perfeita”

(HIBBIT *et al.*, 1998). Neste trabalho utilizou-se o fator $L/1000$, também utilizado por ELLOBODY (2011), sendo L o comprimento do vão destravado.

O algoritmo do método de Riks modificado implementado no ABAQUS não consegue obter a solução (carga e deslocamento) para uma determinada carga ou deslocamento, pois são incógnitas. Assim a análise só termina quando a solução satisfaz a algum critério de parada (HIBBIT *et al.*, 1998). Neste trabalho, o critério de parada adotado foi o deslocamento lateral do ponto central da mesa superior entre 100 mm a 200 mm ou quando a análise atinge 100 incrementos.

Na análise numérica, o momento crítico é obtido multiplicando-se o maior fator de carga fornecido pela análise numérica pela carga aplicada ao modelo. A Figura 3.6 apresenta um gráfico momento *versus* deslocamento lateral onde o momento M é igual ao momento aplicado multiplicado pelo fator de carga. Assim o momento resistente é o momento é obtido pelo carga aplicada multiplicada pelo maior fator de carga.

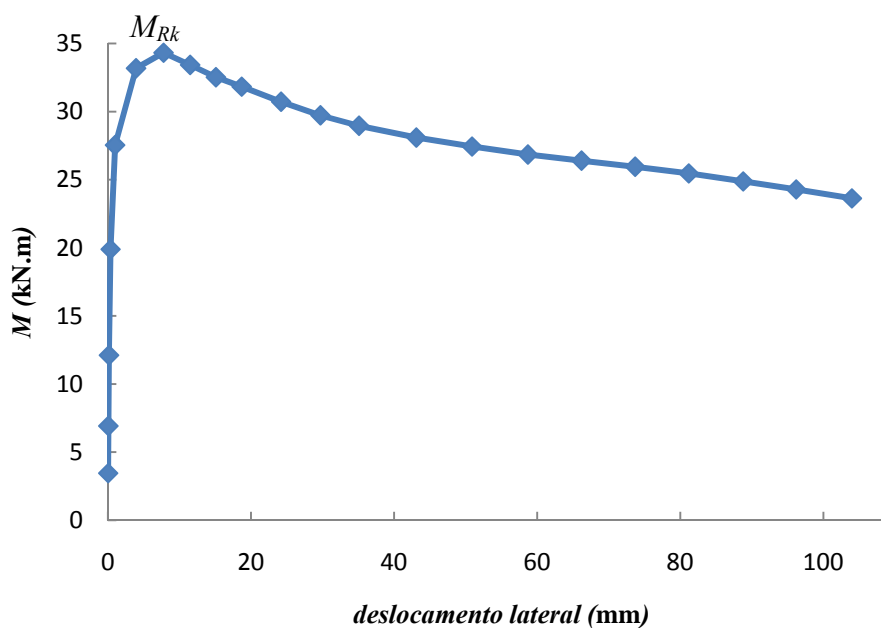


Figura 3.6 – Gráfico Momento *versus* deslocamento lateral

3.5 Aferição do modelo numérico

Primeiramente foram feitas análises linearizadas de flambagem em vigas biapoiadas de alma cheia de seção I duplamente simétrica em regime elástico com extremidades livres para empenar e torção impedida. Os perfis utilizados foram W310 x 28,3 e W530 x 74, com vão (igual ao comprimento destravado) igual a 5 m, e resistência ao escoamento igual a 345 MPa. As vigas foram submetidas a momento constante, carga concentrada no meio do vão e carga uniformemente distribuída, sendo estas últimas aplicadas no nível do centro de torção (meia-altura da viga). Os valores dos momentos críticos foram comparados com os momentos resistentes à flambagem lateral com torção calculados de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, que usa a expressão de TIMOSHENKO E GERE (1961), conforme se vê nas Tabelas 3.1 a 3.3. Os resultados foram sempre inferiores e apresentaram no máximo 3% de diferença.

Tabela 3.1 - Resultados para momento constante

VIGA	MOMENTO CRÍTICO (kN.m)		A/B
	ABAQUS (A)	NBR 8800 (B)	
W 310 x 28,3	31,28	31,90	0,98
W 510 x 74	96,84	98,41	0,98

Tabela 3.2 – Resultados para carga concentrada

VIGA	MOMENTO CRÍTICO (kN.m)		A/B
	ABAQUS (A)	NBR 8800 (B)	
W 310 x 28,3	41,435	43,387	0,96
W 510 x 74	129,502	133,833	0,97

Tabela 3.3 – Resultados para carregamentos uniformemente distribuído

VIGA	MOMENTO CRÍTICO (kN.m)		A/B
	ABAQUS (A)	NBR 8800 (B)	
W 310 x 28,3	35,106	36,368	0,97
W 510 x 74	108,976	112,184	0,97

Em seguida foram feitas análises não-lineares em uma viga de alma cheia de seção I duplamente simétrica, com altura total de 400 mm, largura das mesas de 200 mm e espessuras das mesas e da alma com valores respectivamente iguais a 16 mm e 6,3 mm, submetida a momento fletor uniforme. Nessa análise, variou-se o parâmetro de esbeltez λ , definido como a relação entre o vão e o raio de giração em relação ao eixo y (eixo central de menor momento de inércia, ou seja, eixo que passa pelo plano médio da alma), de valores elevados, próximos de 400, a valores próximos de zero. O comprimento destravado foi tomado igual ao vão, e também projetado com vínculo de garfo nas duas extremidades.

Os valores encontrados para o momento fletor resistente nominal foram comparados, como se vê na Figura 3.7, com os fornecidos pelo Programa FLT, desenvolvido por Souza (1999), que usa um elemento simples de barra, mas fornece resultados confiáveis. Observou-se diferença desprezável para os maiores valores do parâmetro de esbeltez, quando a instabilidade ocorre em regime elástico, e diferença máxima de 10% para parâmetros de esbeltez reduzidos, quando a instabilidade ocorre em regime inelástico.

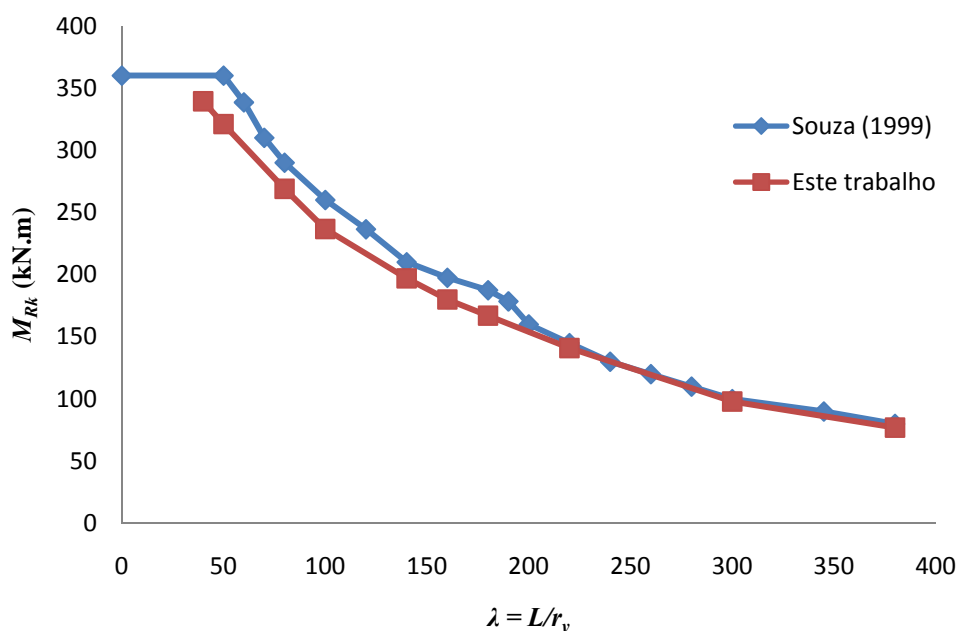


Figura 3.7 - Resultados de Souza (1999) e da modelagem deste trabalho (adaptada de BEZERRA, 2010)

Para completar o processo de aferição do modelo numérico foram feitas análises não-lineares de três vigas casteladas de aço no padrão anglo-saxônico de acordo com a BS-5950:2000, com as dimensões e o comprimento do vão apresentados na Tabela 3.4. Considerou-se o aço com módulo de elasticidade igual a 205 GPa, resistência ao escoamento igual a 290 MPa e resistência à ruptura igual 400 MPa. Tentou-se simular as condições de contorno dos ensaios realizados por NETHECORT & KERDAL (1982) e mostradas na Figura 2.14.

Os valores encontrados com a modelagem no ABAQUS para o momento fletor resistente nominal foram comparados com os valores obtidos nas vigas ensaiadas (Tabela 3.4). Observou-se que a diferença máxima foi de 9%, que pode ter ocorrido por não se conhecer a distribuição exata das tensões residuais do perfil.

Tabela 3.4 – Propriedades geométricas dos ensaios e resultados dos momentos obtidos

Viga ensaiada	d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	L_{AB} (mm)	L_{BD} (mm)	L_{DE} (mm)	M_{exp} (kN.m)	M_{abaqus} (kN.m)	$\frac{M_{abaqus}}{M_{exp}}$
L4-2	456,6	123,3	10,7	7,1	1968	4268	1968	149	147,68	0,99
L5-3	530,1	126,0	10,7	6,6	1968	4268	1968	179	169,24	0,94
L4-1	469,05	102,4	10,8	6,6	1968	4268	1968	120	109,29	0,91

Com base nos resultados apresentados considerou-se validada a modelagem numérica desenvolvida.

3.6 Vigas estudadas

Foram usadas vigas casteladas com os dois padrões geométricos citados no subitem 1.4, o Peiner e anglo-saxônico. Adotaram-se como originais os perfis W150x18, W360x51 e W610x140, fabricados no Brasil pela GERDAU AÇOMINAS. Utilizando-se o padrão Peiner foram criadas as vigas casteladas especificadas como VCP 925,5x230x22,2x13,1, VCP 532,5x171x11,6x7,2 e VCP 229,5x102x7,1x5,8. Com o padrão anglo-saxônico, foram criadas as vigas especificadas como VCA 925,5x230x22,2x13,1, VCA 532,5x171x11,6x7,2 e VCA 229,5x102x7,1x5,8.

Os carregamentos foram escolhidos de modo a representarem situações extremas do comportamento das vigas. Assim foram adotados três casos de carregamento: momento uniforme, carga uniformemente distribuída e carga concentrada na seção central.

O momento constante ao longo do vão foi simulado com aplicação de um binário nas extremidades das vigas (Figura 3.8), o que faz com que a mesa superior fique submetida à compressão e as mesas inferiores à tração por todo o comprimento destravado.

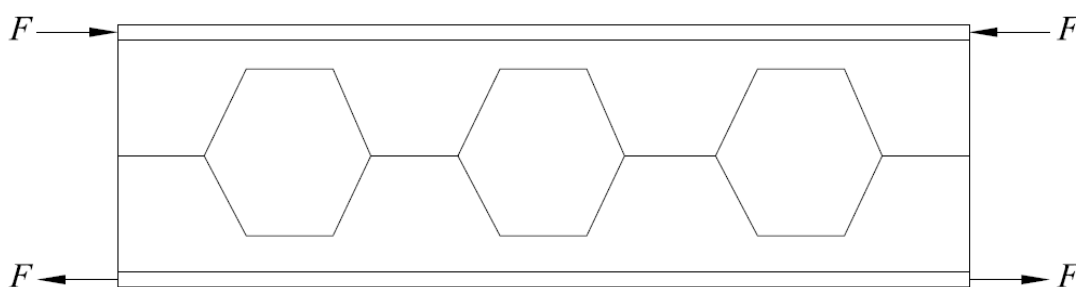


Figura 3.8 – Simulação de momento constante na viga

Para cargas transversais, neste trabalho a pretensão é que sejam aplicadas no nível do centro de torção. Mas a presença das aberturas na alma dificulta a aplicação direta nesse nível. Assim, por simplicidade, a aplicação da carga uniformemente distribuída se deu de acordo com a Figura 3.9, ou seja, nas posições onde a alma possui abertura, o carregamento (q) foi dividido igualmente entre as faces superior e inferior da abertura.

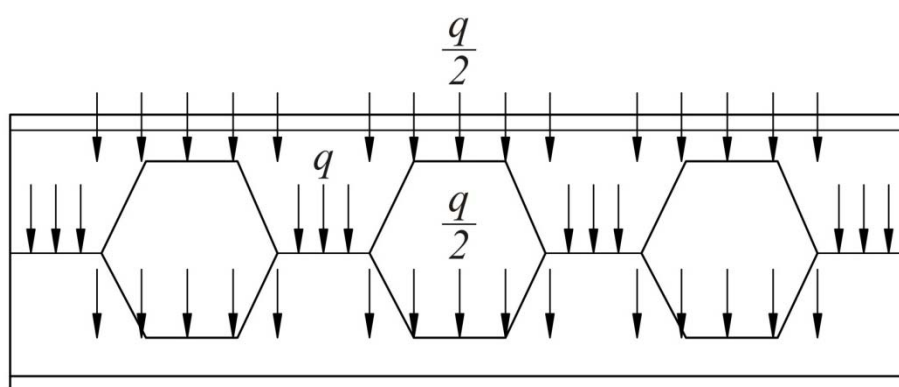


Figura 3.9 – Simulação da carga uniformemente distribuída

A carga concentrada no meio do vão foi aplicada no nível do centro de torção no montante da alma da viga (Figura 3.10). Em vigas com abertura na seção central, a carga foi dividida entre a face superior e inferior da abertura (Figura 3.11).

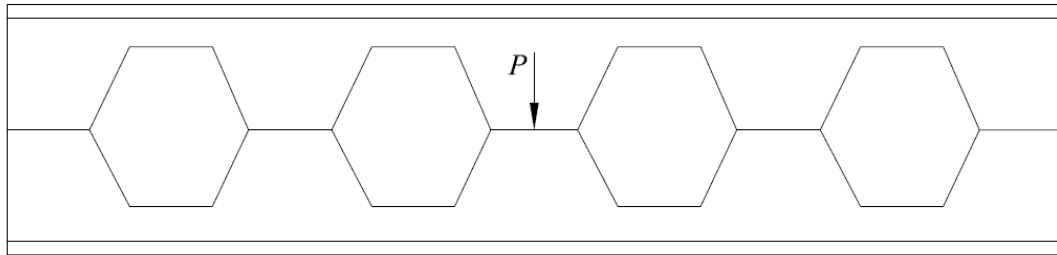


Figura 3.10 – Simulação da carga concentrada aplicada no montante central da alma

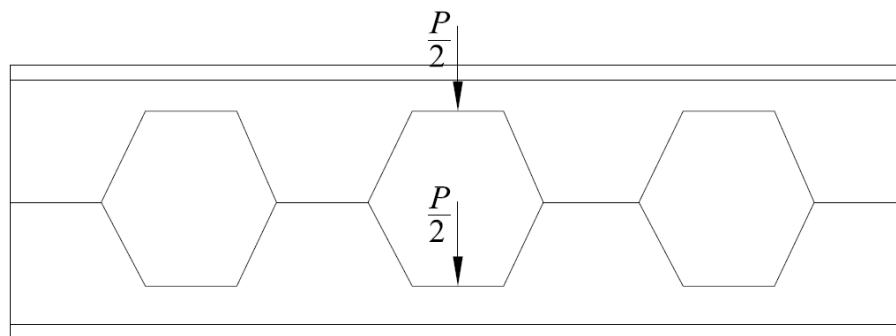


Figura 3.11 – Simulação da carga concentrada na seção central com abertura

4 RESULTADOS E AVALIAÇÃO DA ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 Generalidades

Com os valores obtidos da análise numérica das vigas casteladas por meio do Programa ABAQUS (HIBBIT *et al.*, 1998), foram traçadas curvas do momento fletor resistente nominal para o estado-limite de flambagem lateral com torção, M_{Rk} , em função do comprimento destravado, L_b . Essas curvas foram comparadas com as obtidas com o procedimento de cálculo da norma ABNT NBR 8800:2008 para vigas de alma cheia hipotéticas, com a mesma altura de seção transversal e para vigas constituídas pelos perfis que deram origem às vigas casteladas.

As curvas foram comparadas também com os valores fornecidos pelo procedimento de cálculo da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 para vigas de alma cheia, utilizando-se as propriedades geométricas da seção transversal líquida no centro das aberturas, conforme prescrito pela norma britânica BS 5950-1:2000.

Os pesquisadores adotam procedimentos diferentes quanto ao cálculo da constante de empenamento C_w no centro das aberturas. BRADLEY (2003), por exemplo, de modo conservador, indica que o valor dessa propriedade deve ser determinado considerando a seção transversal formada apenas por dois “tês” isolados, conforme a seguinte expressão:

$$C_w = \frac{1}{18} \left[\frac{b_f^3 t_f^3}{4} + \left(\frac{h - d_0}{2} \right)^3 t_w^3 \right] \quad (4.1)$$

onde b_f é a largura das mesas, t_f é a espessura das mesas, h é a altura da alma, d_0 é a altura da abertura e t_w é a espessura da alma.

KOHNEPOOSHI & SHOWKATI (2009), por sua vez, utilizam no cálculo C_w , a mesma expressão do perfil de alma cheia:

$$C_w = \frac{I_y h^2}{4} \quad (4.2)$$

onde I_y é o momento de inércia da seção no centro da abertura em relação ao eixo que passe pelo médio da alma e h a distância entre os centróides das duas mesas.

Nos itens 4.2, 4.3 e 4.4 são apresentadas as curvas citadas anteriormente, relacionando o momento fletor resistente nominal M_{Rk} e o comprimento destravado L_b , quais sejam, da:

- viga original conforme prescrições da ABNT NBR 8800:2008 (W XXX x XX NBR 8800), onde “X” representa um algarismo numérico;
- viga de alma cheia com altura da viga castelada conforme prescrições da ABNT NBR 8800:2008 (viga alma cheia mesma altura);
- viga castelada (padrões Peiner e anglo-saxônico) conforme prescrições da ABNT NBR 8800:2008, usando a constante de empenamento, C_w , dada pela Eq. (4.1) (viga castelada NBR 8800/BS 5950 – C_w duplo T);
- viga castelada (padrões Peiner e anglo-saxônico) conforme prescrições da ABNT NBR 8800:2008, usando a constante de empenamento C_w dada pela Eq. (4.2) (viga castelada NBR 8800/BS 5950 – C_w alma cheia);
- viga padrão Peiner (VCP) conforme análise numérica feita com o Programa ABAQUS (HIBBIT *et al.*, 1998);
- viga padrão anglo-saxônico (VCA) conforme análise numérica feita com o Programa ABAQUS (HIBBIT *et al.*, 1998).

4.2 Vigas submetidas a momento fletor constante

4.2.1 Espectro de resultados

As Figuras 4.1 a 4.3, a seguir, apresentam as curvas citadas no item anterior para as vigas casteladas de padrões Peiner e anglo-saxônico originadas dos perfis laminados W150x18, W360x51 e W610x140 e submetidas a momento fletor constante, causando assim compressão de mesma magnitude na parte superior da seção transversal ao longo de todo o comprimento destravado. As Tabelas 4.1 a 4.6 apresentam a diferença entre os momentos resistentes obtidos pela análise numérica e pelos procedimentos de cálculo citados no item 4.1 de acordo com a NBR 8800:2008.

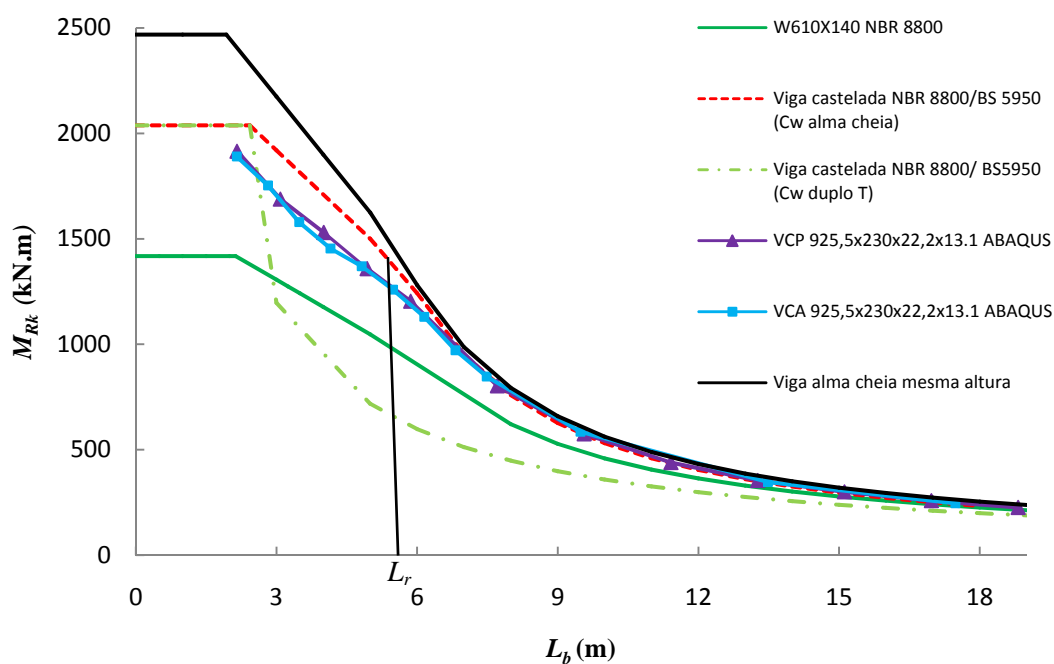


Figura 4.1 - Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W610x140 submetidas a momento constante

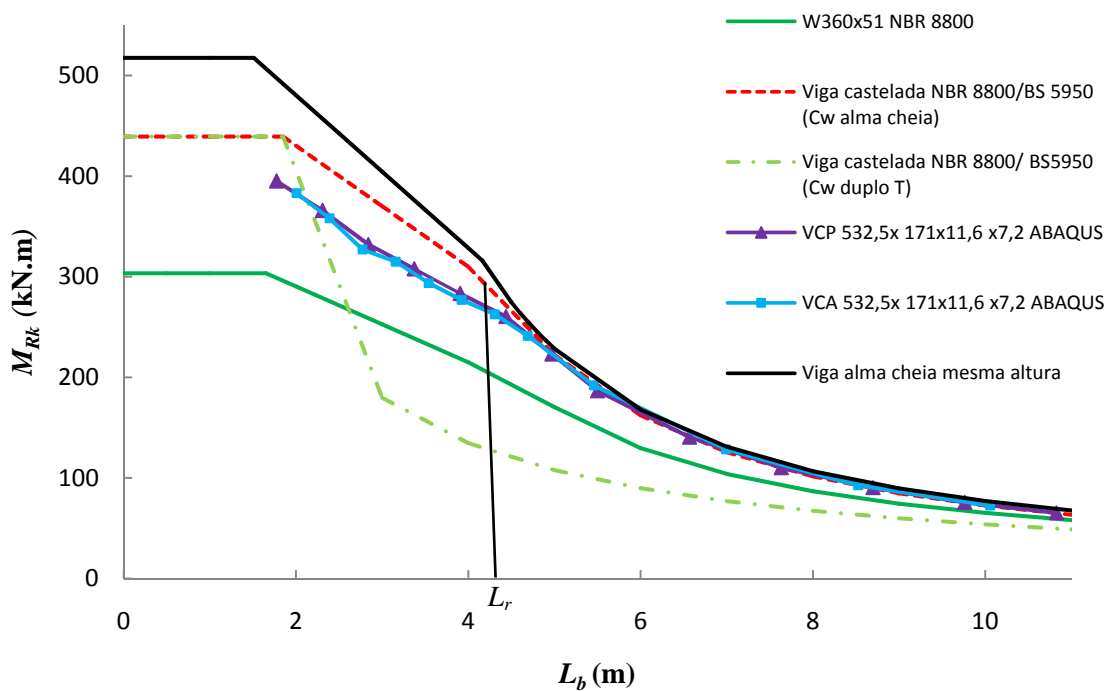


Figura 4.2 - Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W360x51 submetidas a momento constante

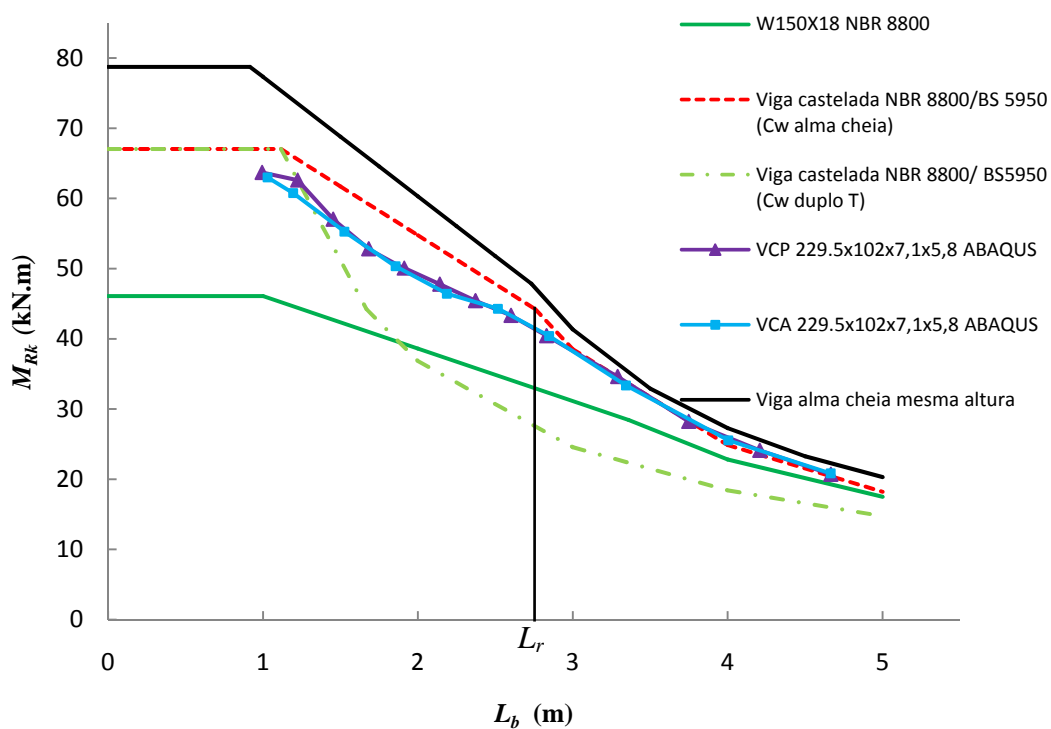


Figura 4.3 - Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W150x18 submetidas a momento constante

Tabela 4.1 – Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 925,5x230x22,2x13,1 submetida a momento constante

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCP (ABAQUS)	W610X140 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
18,82	226,00	215,17	220,26	190,45	240,75	4,79	2,54	15,73	-6,53
16,97	258,00	241,70	251,29	211,23	273,46	6,32	2,60	18,13	-5,99
15,12	300,00	275,99	292,62	237,10	316,72	8,00	2,46	20,97	-5,57
13,27	353,72	322,09	350,13	270,19	376,46	8,94	1,02	23,61	-6,43
11,41	438,73	387,38	434,81	314,01	463,70	11,70	0,89	28,43	-5,69
9,56	575,00	486,77	569,25	374,81	601,09	15,35	1,00	34,82	-4,54
7,71	802,53	654,66	806,25	464,80	841,49	18,43	-0,46	42,08	-4,86
5,86	1203,95	935,14	1294,23	611,69	1333,57	22,33	-7,50	49,19	-10,77
4,94	1358,12	1055,25	1513,47	726,51	1641,98	22,30	-11,44	46,51	-20,90
4,01	1529,66	1175,35	1707,51	894,44	1896,52	23,16	-11,63	41,53	-23,98
3,09	1687,93	1295,45	1901,56	1163,50	2151,06	23,25	-12,66	31,07	-27,44
2,16	1915,00	1415,62	2038,26	2038,26	2405,74	26,08	-6,44	-6,44	-25,63

Tabela 4.2 - Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 925,5x230x22,2x13,1 submetida a momento constante

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCA (ABAQUS)	W610X140 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
17,48	245,70	233,70	241,84	205,03	263,51	4,88	1,57	16,55	-7,25
13,48	346,93	233,70	342,27	265,84	368,32	8,95	1,34	23,37	-6,17
9,48	585,40	233,70	576,75	377,95	608,72	15,92	1,48	35,44	-3,98
7,49	846,81	233,70	847,69	478,93	883,39	19,29	-0,10	43,44	-4,32
6,82	971,65	233,70	993,36	525,77	1030,47	19,36	-2,23	45,89	-6,05
6,15	1130,27	233,70	1187,72	582,67	1226,35	20,61	-5,08	48,45	-8,50
5,49	1258,99	233,70	1398,17	653,60	1490,72	21,85	-11,05	48,09	-18,41
4,82	1369,47	233,70	1537,88	744,08	1673,99	21,84	-12,30	45,67	-22,24
4,15	1453,86	233,70	1677,59	863,65	1857,26	20,43	-15,39	40,60	-27,75
3,49	1579,00	233,70	1817,30	1029,06	2040,53	21,26	-15,09	34,83	-29,23
2,82	1752,67	233,70	1957,01	1272,98	2223,80	24,13	-11,66	27,37	-26,88
2,15	1890,36	233,70	2038,26	2038,26	2407,07	25,08	-7,82	-7,82	-27,33

Tabela 4.3 - Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 submetida a momento constante

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCP (ABAQUS)	W360X51 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
10,83	65,24	59,15	64,74	49,72	69,07	9,33	0,77	23,79	-5,87
9,76	75,66	67,16	75,11	55,14	79,72	11,23	0,72	27,12	-5,37
8,70	90,30	77,75	89,22	61,89	94,14	13,90	1,19	31,46	-4,25
7,63	110,13	92,36	109,26	70,53	114,51	16,14	0,79	35,95	-3,98
6,57	140,49	113,67	139,36	81,97	144,97	19,09	0,80	41,65	-3,19
5,50	186,59	147,31	188,15	97,89	194,14	21,05	-0,84	47,54	-4,05
4,97	223,06	172,04	224,65	108,34	230,84	22,87	-0,71	51,43	-3,49
4,44	260,35	198,42	275,08	121,35	281,49	23,79	-5,66	53,39	-8,12
3,91	283,20	218,50	315,57	137,91	335,68	22,85	-11,43	51,30	-18,53
3,37	307,70	238,57	347,62	159,71	376,11	22,47	-12,97	48,09	-22,23
2,84	332,00	258,64	379,67	189,71	416,53	22,10	-14,36	42,86	-25,46
2,31	365,76	278,72	411,72	233,61	456,95	23,80	-12,57	36,13	-24,93

Tabela 4.4 - Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 532,5x171x11,6x7,2 submetida a momento constante

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCA (ABAQUS)	W360X51 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
10,06	72,49	64,73	71,93	53,52	76,46	10,71	0,77	26,16	-5,48
8,52	92,70	79,80	92,01	63,16	96,97	13,91	0,75	31,87	-4,61
6,99	128,39	104,15	125,81	77,02	131,27	18,88	2,01	40,01	-2,24
5,46	191,97	149,08	190,76	98,67	196,76	22,34	0,63	48,60	-2,49
4,69	241,06	188,45	249,06	114,81	255,36	21,83	-3,32	52,37	-5,93
4,3	262,66	203,36	290,41	125,04	296,87	22,58	-10,57	52,39	-13,03
3,92	276,84	217,81	314,48	137,27	334,31	21,32	-13,60	50,41	-20,76
3,54	293,67	232,27	337,55	152,16	363,41	20,91	-14,94	48,19	-23,75
3,16	315,00	246,72	360,63	170,67	392,52	21,68	-14,49	45,82	-24,61
2,77	327,00	261,17	383,71	194,31	421,62	20,13	-17,34	40,58	-28,94
2,39	358,00	275,62	406,78	225,57	450,73	23,01	-13,63	36,99	-25,90
2,01	383,00	290,08	429,86	268,83	479,83	24,26	-12,23	29,81	-25,28

Tabela 4.5 - Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 229,5x102x5,8x7,1 submetida a momento constante

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCP (ABAQUS)	W150X18 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
4,67	20,69	18,96	19,98	15,78	22,18	8,35	3,41	23,73	-7,20
4,21	24,11	21,45	23,10	17,50	25,45	11,04	4,17	27,40	-5,57
3,75	28,22	24,71	27,33	19,65	29,85	12,43	3,14	30,38	-5,78
3,29	34,62	28,96	33,32	22,39	36,02	16,34	3,76	35,33	-4,05
2,83	40,44	32,40	42,28	26,02	45,19	19,88	-4,57	35,65	-11,76
2,60	43,33	34,12	46,39	28,32	50,08	21,27	-7,07	34,64	-15,58
2,37	45,43	35,83	49,59	31,06	53,99	21,12	-9,15	31,62	-18,83
2,14	47,78	37,55	52,78	34,39	57,89	21,41	-10,46	28,01	-21,16
1,91	50,07	39,27	55,97	38,53	61,79	21,57	-11,79	23,05	-23,42
1,68	52,82	40,99	59,17	43,79	65,70	22,40	-12,01	17,10	-24,38
1,45	57,04	42,71	62,36	53,12	69,60	25,13	-9,32	6,87	-22,03
1,22	62,61	44,42	65,55	62,61	73,51	29,05	-4,70	0,00	-17,41

Tabela 4.6 - Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 229,5x102x5,8x7,1 submetida a momento constante

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCA (ABAQUS)	W150X18 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
4,67	20,83	18,97	19,99	15,79	22,19	8,93	4,02	24,22	-6,52
4,00	25,54	22,78	24,81	18,39	27,23	10,81	2,86	27,99	-6,63
3,34	33,36	28,56	32,50	22,03	35,18	14,39	2,59	33,96	-5,45
2,85	40,39	32,27	41,87	25,87	44,77	20,10	-3,67	35,96	-10,86
2,52	44,28	34,74	47,56	29,27	51,51	21,54	-7,41	33,91	-16,33
2,19	46,42	37,22	52,16	33,69	57,13	19,82	-12,36	27,42	-23,08
1,86	50,34	39,69	56,76	39,70	62,75	21,15	-12,75	21,14	-24,66
1,53	55,27	42,17	61,36	50,14	68,38	23,71	-11,01	9,28	-23,71
1,20	60,76	44,64	65,95	63,80	74,00	26,53	-8,55	-5,01	-21,79
1,03	63,00	45,88	67,04	67,04	76,82	27,17	-6,42	-6,42	-21,94

4.2.2 Informações relevantes

Para ilustrar como foi obtido o valor do momento resistente, M_{Rk} , a partir da análise numérica não-linear, a Figura 4.4 mostra a curva momento *versus* deslocamento lateral de um ponto monitorado na mesa superior na seção central da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 de 10,8 m de vão. M_{Rk} é então o momento máximo da curva.

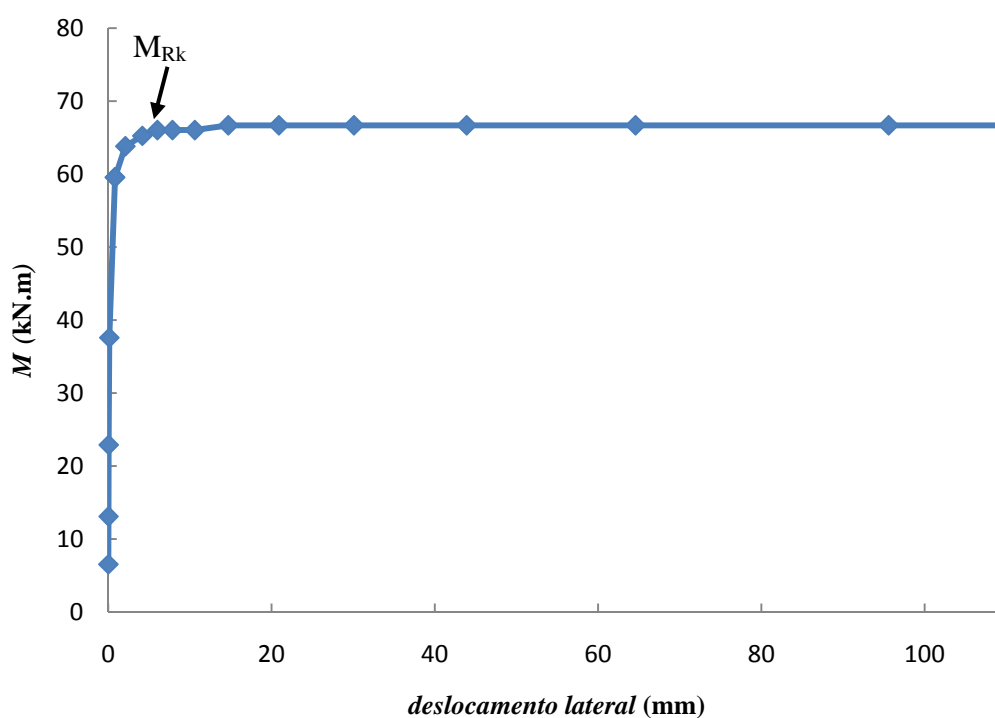


Figura 4.4 - Curva momento *versus* deslocamento da VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 10,8 m de vão

A Figura 4.5 apresenta a distribuição de tensões de von Mises da viga no instante em que ela atinge o momento resistente, indicado na Figura 4.4, com detalhe mostrando a seção central. Percebe-se que ao atingir o momento resistente, o deslocamento lateral da viga é muito pequeno e que as tensões não ultrapassam a resistência ao escoamento do aço, f_y , indicando assim que a flambagem ocorreu em regime elástico.

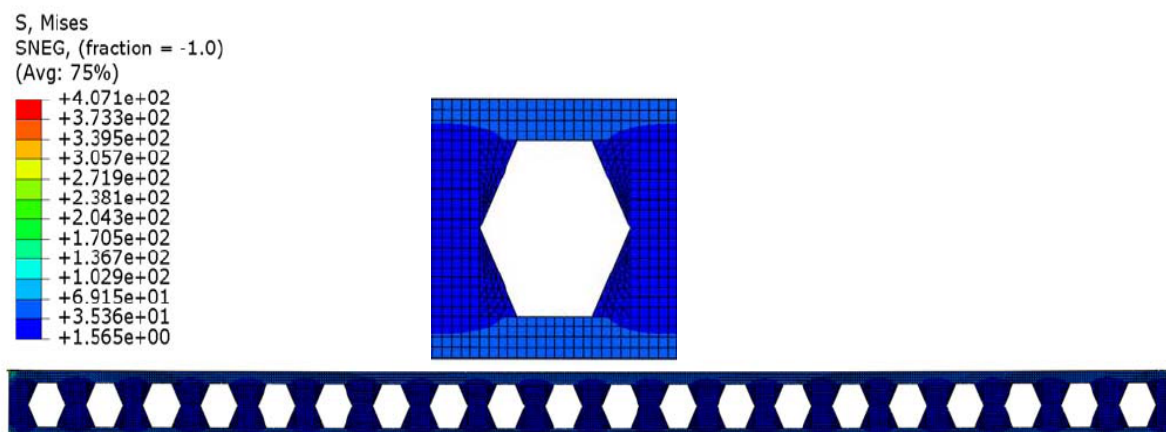


Figura 4.5 – Distribuição de tensões de von Mises da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 10,8 m de vão

Já a Figura 4.6 mostra a viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 deformada depois que alcançou o momento resistente, percebendo-se claramente o movimento típico do fenômeno da flambagem lateral com torção. Nota-se que, nesse caso, a seção transversal apresenta distorção imperceptível.

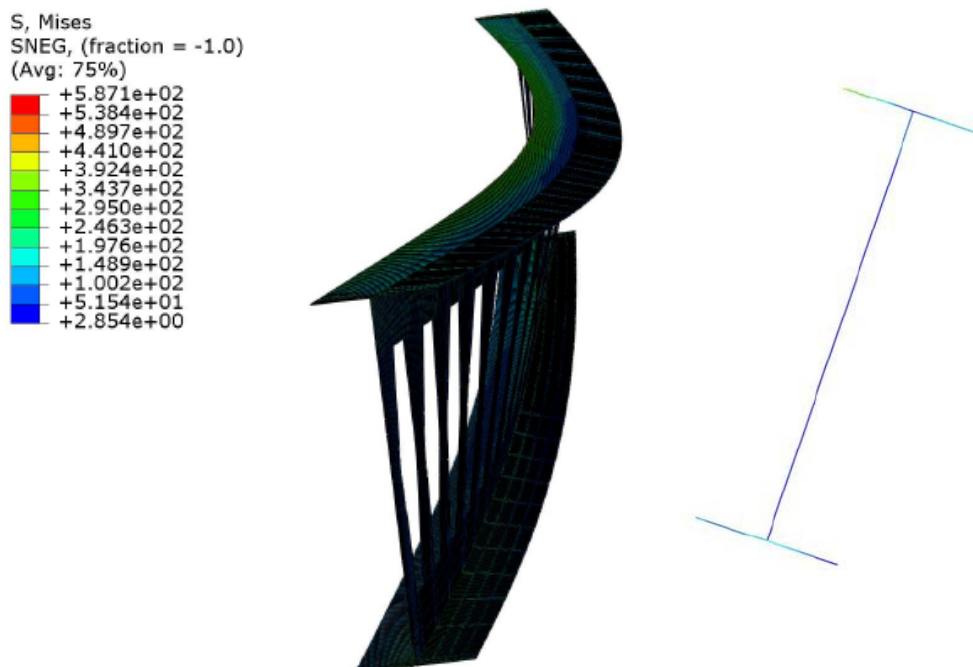


Figura 4.6 – Deformada da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 10,8 m de vão depois que alcançou a capacidade resistente

Ainda como ilustração, a Figura 4.7 apresenta a curva momento *versus* deslocamento lateral na mesa superior na seção central da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 com apenas 4,97 m de vão. Percebe-se que após a viga alcançar o momento resistente, M_{Rk} , a sua capacidade cai rapidamente.

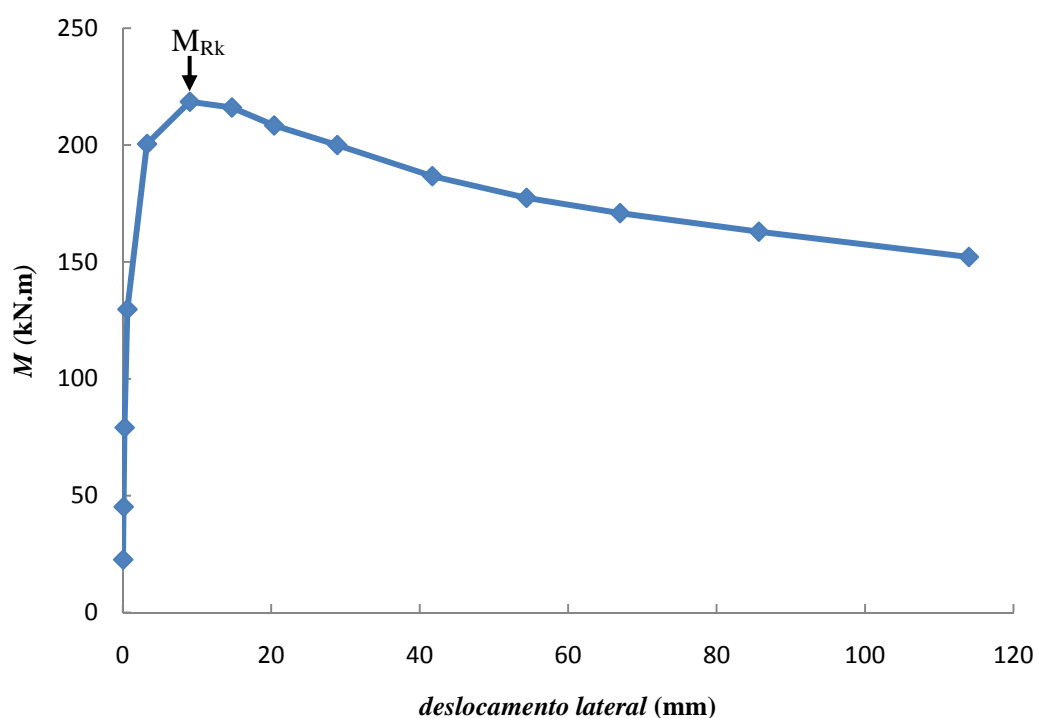


Figura 4.7 - Curva Momento *versus* deslocamento da VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 4,97 m de vão

A Figura 4.8 também apresenta a distribuição de tensões de von Mises no instante em que a viga alcançou o momento resistente, M_{Rk} , mostrado na Figura 4.7. Verifica-se que ao atingir o momento resistente, há uma pequena região na mesa superior e inferior que ultrapassa a resistência ao escoamento do aço. Assim pode-se dizer que a flambagem lateral com torção está ocorrendo em regime inelástico.

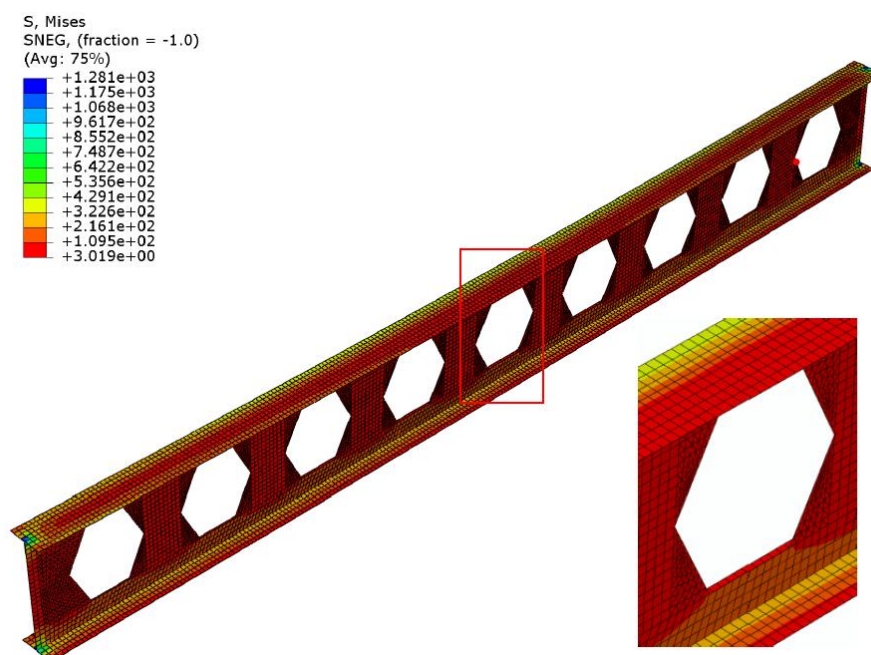


Figura 4.8 - Distribuição de tensões de von Mises da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 5,5 m de vão

À medida que o comprimento da viga diminui, verifica-se que mais regiões das mesas e próximas a elas ultrapassam a resistência ao escoamento do aço. A Figura 4.9 mostra a distribuição de tensões no instante em que a VCP 532,5x171x11,6x7,2, com somente 1,78 m de vão alcança o momento resistente.

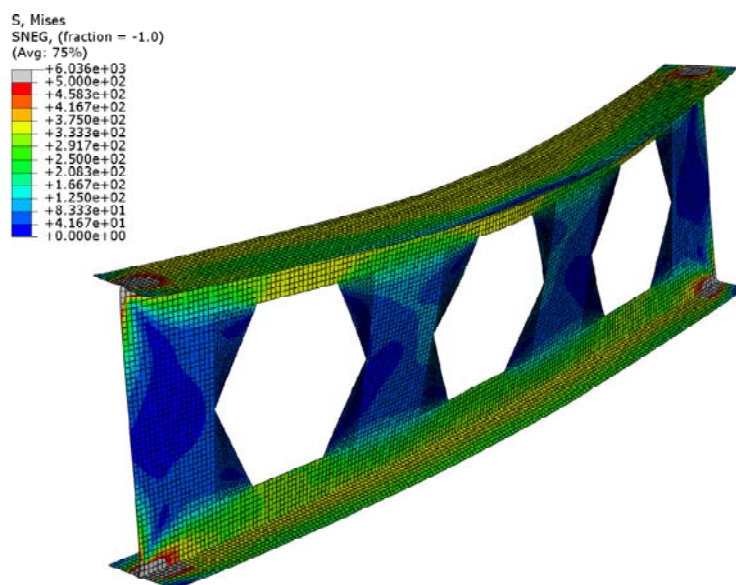


Figura 4.9 - Distribuição de tensões de von Mises da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 com 1,78 m de vão.

4.2.3 Análise comparativa

Uma primeira observação é que o uso da constante de empenamento de BRADLEY (2003) faz com que momento resistente se torne muito reduzido em relação aos resultados da análise numérica. Assim, o mais correto o emprego da constante de empenamento de KOHNEHPOOSHI & SHOWKATI (2009), que utiliza a mesma expressão da viga de alma cheia, pois o momento resistente com essa constante se aproxima dos resultados da análise numérica.

Os padrões Peiner e anglo-saxônico de vigas casteladas apresentaram curvas de momento fletor resistente praticamente iguais. Isso se explica tendo em vista que as únicas diferenças geométricas entre ambos, relacionadas a um ângulo de corte um pouco menor e um lance ligeiramente maior no padrão anglo-saxônico, não são suficientes para influenciar significativamente a capacidade resistente ao momento fletor.

Para efeito de comparação entre as curvas das Figura 4.1 a 4.3 , o comprimento L_r será considerado como referência. Esse comprimento delimita os regimes elástico e inelástico para o momento resistente à flambagem lateral com torção das vigas casteladas calculadas de acordo com a norma brasileira NBR 8800:2008, com as propriedades geométricas calculadas no centro das aberturas e com constante de empenamento segundo KOHNEHPOOSHI & SHOWKATI (2009), que representa melhor o comportamento da viga.

Assim como era esperado verifica-se que as vigas casteladas possuem momento fletor resistente superior ao do perfil original, por terem a altura da seção ampliada em 50%. Observa-se nas Figuras 4.1 a 4.3, com auxílio das Tabelas 4.1 a 4.6 que, para comprimentos maiores que L_r , essa superioridade atinge 23% e para comprimentos menores que L_r , a superioridade chega a 29%.

Já comparando com vigas de alma cheia de mesma altura das casteladas, verifica-se que para comprimentos maiores que L_r , o momento fletor resistente é inferior em até 10% e, para comprimentos menores que L_r , a diferença atinge 29%. Isso era também esperado, uma vez que as vigas de alma cheia, por não terem aberturas, sofrem menor distorção da alma, o que proporciona maior capacidade resistente à flambagem lateral com torção.

A Figura 4.10 mostra o caso de uma viga castelada VCP 925,5x230x22,2x13,1 de 3,09 m em que a distorção da alma na seção central é claramente observada.

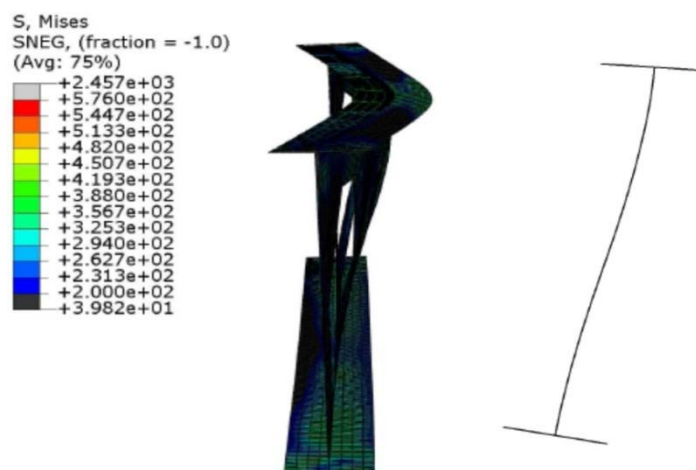


Figura 4.10 – Flambagem lateral com torção acompanhada de distorção da alma

Utilizando as expressões de cálculo para o momento fletor resistente da ABNT NBR 8800:2008 com as propriedades geométricas calculadas no centro da abertura, e com a constante de empenamento segundo KOHNEHPOOSHI & SHOWKATI (2009), obtêm-se valores inferiores, mas próximos daqueles encontrados na análise numérica, com diferença em torno de 4% para comprimentos maiores que L_r . Isso ocorre porque, para grandes comprimentos, ocorrem o fenômeno da flambagem lateral com torção puro, sem distorção da alma, e em regime elástico. A Figura 4.11 apresenta a deformada da viga VCP 229,5x102x5,8x7,1 com o 4,67 m de vão, onde se observa que a seção transversal no meio do vão não se deforma e que flambagem lateral com torção ocorre em regime elástico, pois não há plastificação do material.

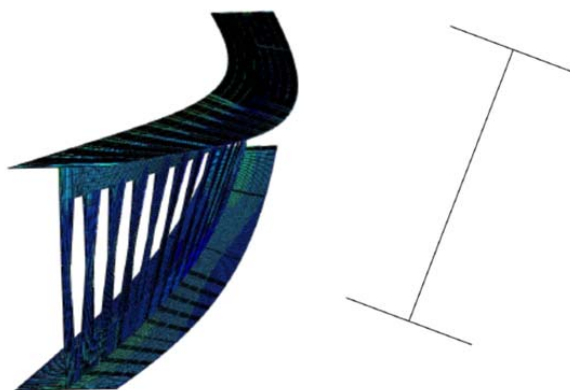


Figura 4.11 –Seção transversal da viga VCP 229,5x102x5,8x7,1 com 4,67 m de vão
À medida que os vãos diminuem e ficam menores que L_r , os momentos encontrados com a análise numérica vão ficando menores, com diferença chegando a 15% para comprimentos intermediários.

Para vigas muito curtas, a análise numérica linear não detecta o modo de flambagem relacionado à flambagem lateral com torção pura.

A Figura 4.12 mostra o modo de flambagem de uma VCP 229,5x102x5,8x7,1 de 0,76 m de vão, onde se vê flambagem local da mesa e da alma simultaneamente com a flambagem lateral com torção, diminuindo assim o momento resistente obtido na fase da análise não-linear. Assim não se consegue atingir o momento de plastificação total da seção (chega-se a valores situados entre 88% e 95% desse momento).

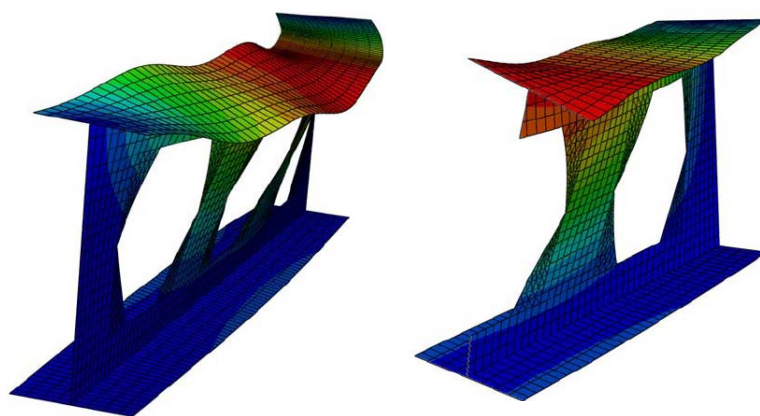


Figura 4.12 – Modo de flambagem da viga VCP 229,5x102x5,8x7,1 com 0,76 m de vão

4.3 Vigas submetidas a carga uniformemente distribuída

4.3.1 Espectro de resultados

As Figuras 4.13 a 4.15 apresentam as curvas citadas no item 4.1 para as vigas casteladas de padrão Peiner e anglo-saxão originadas dos perfis laminados W150x18, W360x51 e W610x140 e submetidas a carga uniformemente distribuída. As Tabelas 4.7 a 4.12 apresentam a diferença entre os momentos resistentes obtidos pela análise numérica e pelos procedimentos de cálculo citados no item 4.1.

Utilizou -se o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, C_b , dado pela ABNT NBR 8800:2008, Eq. (2.2), para vigas de alma cheia, igual a 1,14 para o cálculo do momento resistente nas curvas traçadas de acordo com essa norma.

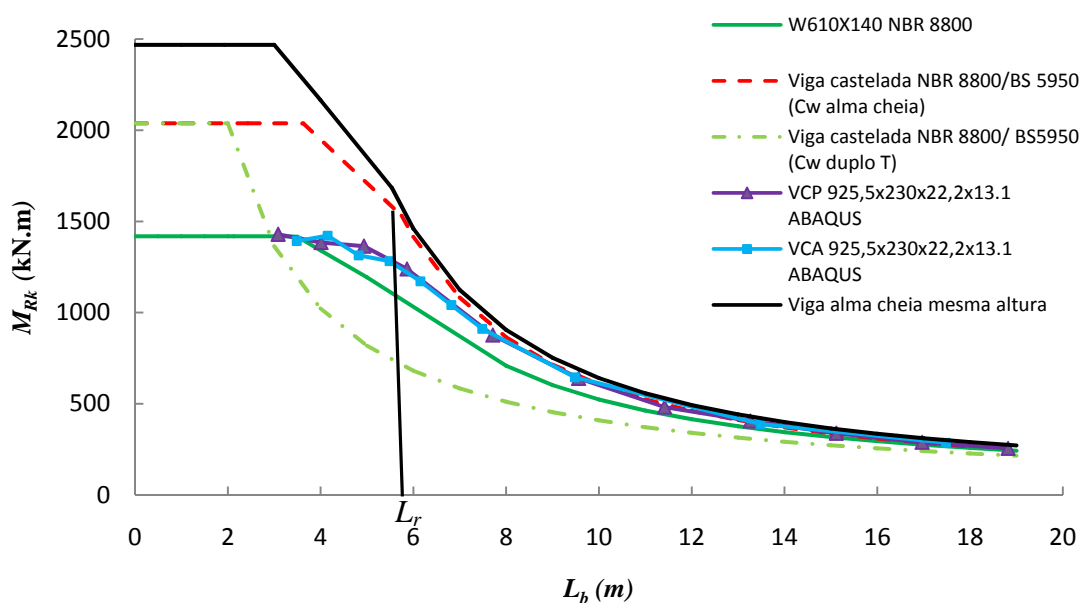


Figura 4.13 - Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W610x140 submetidas a carga uniformemente distribuída

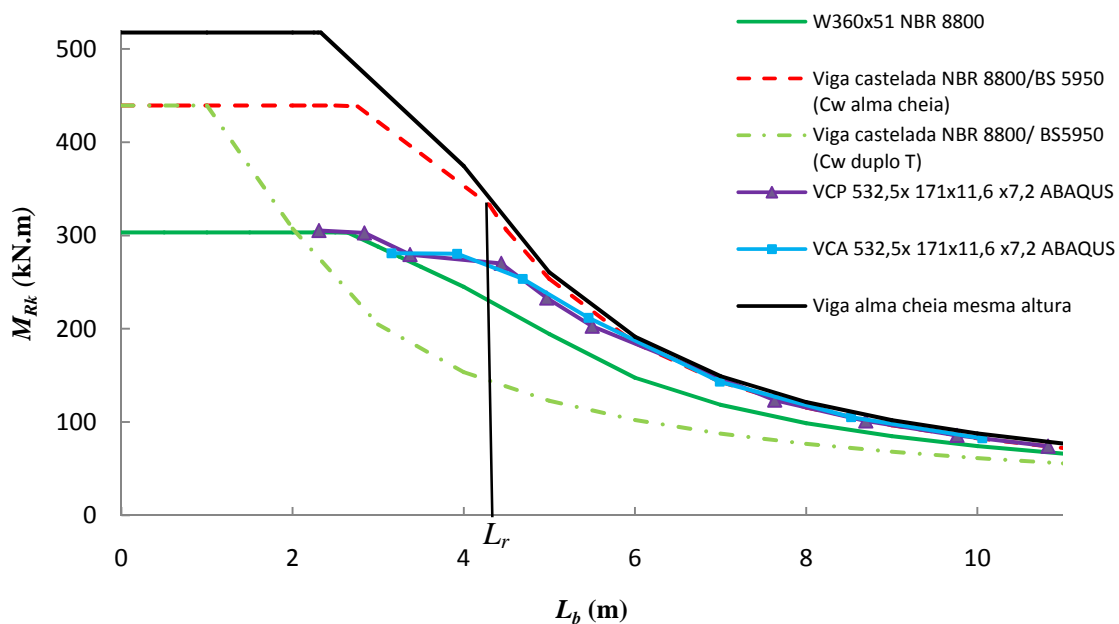


Figura 4.14 - Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W360x51 submetidas a carga uniformemente distribuída

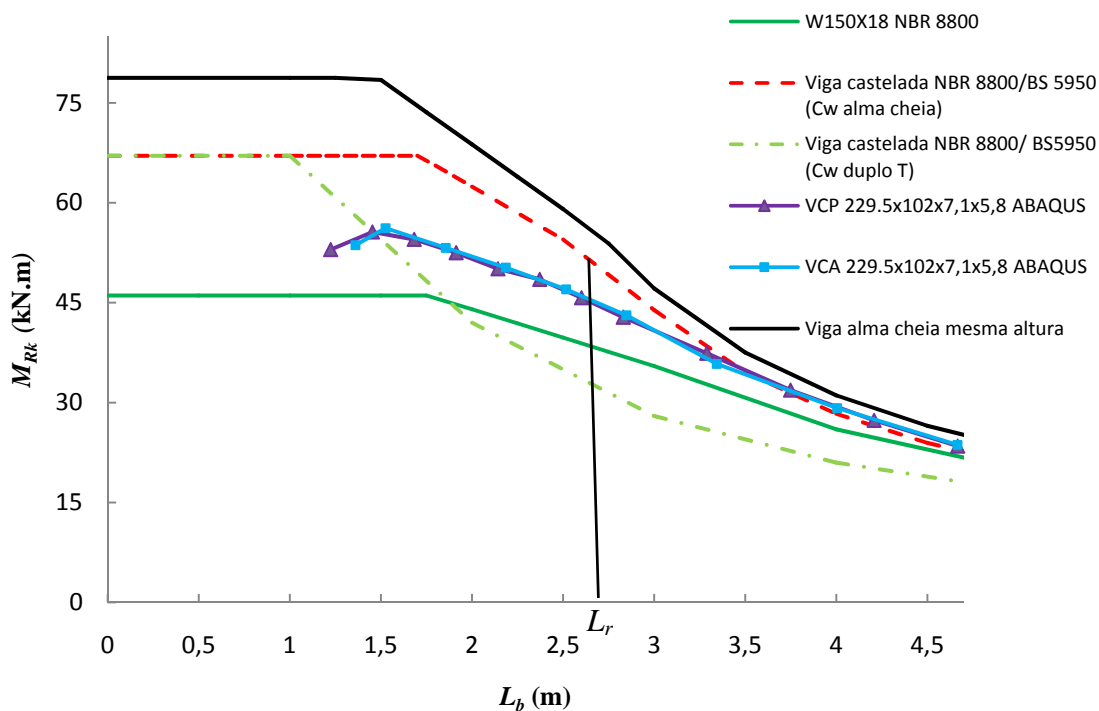


Figura 4.15 - Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W150x18 submetidas a carga uniformemente distribuída

Tabela 4.7 - Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 925,5x230x22,2x13,1 submetida a carga uniformemente distribuída

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCP (ABAQUS)	W610X140 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
18,82	255,34	245,30	251,10	217,12	274,45	3,93	1,66	14,97	-7,49
16,97	288,26	275,54	286,47	240,80	311,74	4,41	0,62	16,46	-8,15
15,12	338,19	314,63	333,58	270,29	361,06	6,97	1,36	20,08	-6,76
13,27	405,40	367,18	399,15	308,02	429,16	9,43	1,54	24,02	-5,86
11,41	481,75	441,61	495,68	357,97	528,62	8,33	-2,89	25,69	-9,73
9,56	638,69	554,91	648,95	427,28	685,24	13,12	-1,61	33,10	-7,29
7,71	876,73	746,32	919,12	529,87	959,30	14,87	-4,84	39,56	-9,42
5,86	1239,00	1066,06	1475,42	697,33	1520,26	13,96	-19,08	43,72	-22,70
4,94	1364,00	1202,98	1725,36	828,22	1871,85	11,80	-26,49	39,28	-37,23
4,01	1383,89	1339,90	1946,57	1019,66	2162,03	3,18	-40,66	26,32	-56,23
3,09	1429,00	1418,23	2038,26	1326,39	2452,21	0,75	-42,64	7,18	-71,60

Tabela 4.8 - Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 925,5x230x22,2x13,1 submetida a carga uniformemente distribuída

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCA (ABAQUS)	W610X140 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
17,48	286,12	266,42	275,69	233,74	300,41	6,89	3,64	18,31	-4,99
13,48	388,66	360,11	390,19	303,06	419,89	7,35	-0,39	22,02	-8,03
9,48	645,00	561,10	657,49	430,86	693,94	13,01	-1,94	33,20	-7,59
7,49	911,00	779,10	966,37	545,98	1007,07	14,48	-6,08	40,07	-10,55
6,82	1041,00	893,28	1132,43	599,37	1174,73	14,19	-8,78	42,42	-12,85
6,15	1171,21	1022,91	1354,01	664,24	1398,03	12,66	-15,61	43,29	-19,37
5,49	1282,29	1121,62	1593,91	745,11	1699,42	12,53	-24,30	41,89	-32,53
4,82	1313,84	1220,20	1753,18	848,25	1908,35	7,13	-33,44	35,44	-45,25
4,15	1421,53	1318,78	1912,45	984,56	2117,28	7,23	-34,53	30,74	-48,94
3,49	1392,38	1417,36	2038,26	1173,13	2326,21	-1,79	-46,39	15,75	-67,07

Tabela 4.9 - Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 532,5x171x11,6x7,2 submetida a carga uniformemente distribuída

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCP (ABAQUS)	W360X51 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
10,83	74,15	67,43	73,80	56,68	78,74	9,06	0,47	23,56	-6,19
9,76	85,76	76,56	85,63	62,86	90,88	10,72	0,15	26,70	-5,98
8,70	101,17	88,63	101,71	70,56	107,31	12,39	-0,54	30,26	-6,07
7,63	123,52	105,29	124,56	80,41	130,54	14,76	-0,84	34,90	-5,68
5,50	202,71	167,93	214,50	111,59	221,32	17,16	-5,81	44,95	-9,18
4,97	232,90	196,13	256,10	123,51	263,16	15,79	-9,96	46,97	-12,99
4,44	270,10	226,20	313,59	138,34	320,89	16,25	-16,10	48,78	-18,81
3,37	279,54	271,97	396,28	182,07	428,76	2,71	-41,76	34,87	-53,38
2,84	302,72	294,85	432,82	216,27	474,84	2,60	-42,98	28,56	-56,86
2,31	305,33	303,37	439,29	266,31	517,55	0,64	-43,88	12,78	-69,51
1,78	293,89	303,37	439,29	439,29	517,55	-3,23	-49,47	-49,47	-76,10

Tabela 4.10 - Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 532,5x171x11,6x7,2 submetida a carga uniformemente distribuída

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCA (ABAQUS)	W360X51 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
10,06	82,57	73,79	82,00	61,02	87,17	10,63	0,69	26,10	-5,57
8,52	105,26	90,98	104,89	72,00	110,55	13,57	0,36	31,60	-5,02
6,99	143,24	118,73	143,42	87,80	149,64	17,11	-0,13	38,71	-4,47
5,46	211,81	169,96	217,47	112,48	224,31	19,76	-2,67	46,89	-5,90
4,69	253,55	214,83	283,92	130,89	291,10	15,27	-11,98	48,38	-14,81
3,92	280,42	248,31	358,50	156,49	381,11	11,45	-27,85	44,19	-35,91
3,16	281	281,26	411,12	194,57	447,47	-0,09	-60,69	23,95	-74,90

Tabela 4.11 - Tabela comparativa de momento resistente da viga VCP 229,5x102x7,1x5,8 submetida a carga uniformemente distribuída

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCP (ABAQUS)	W150X18 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
4,67	23,46	21,62	22,78	17,99	25,29	7,87	2,91	23,33	-7,76
4,21	27,33	24,45	26,34	19,95	29,02	10,54	3,63	26,99	-6,17
3,75	31,88	28,17	31,16	22,40	34,03	11,62	2,25	29,73	-6,76
3,29	37,41	33,02	37,98	25,52	41,07	11,75	-1,53	31,77	-9,77
2,83	42,82	36,93	48,20	29,67	51,52	13,74	-12,58	30,71	-20,33
2,60	45,74	38,89	52,89	32,28	57,09	14,97	-15,62	29,42	-24,82
2,37	48,51	40,85	56,53	35,41	61,54	15,78	-16,54	26,99	-26,88
2,14	50,09	42,81	60,17	39,21	65,99	14,54	-20,12	21,72	-31,75
1,91	52,50	44,77	63,81	43,92	70,45	14,73	-21,54	16,34	-34,18
1,68	54,50	46,09	67,04	49,92	74,90	15,43	-23,02	8,40	-37,43
1,45	55,61	46,09	67,04	60,56	78,76	17,12	-20,56	-8,90	-41,62
1,22	52,97	46,09	67,04	67,04	78,76	12,99	-26,57	-26,57	-48,68

Tabela 4.12 - Tabela comparativa de momento resistente da viga VCA 229,5x102x7,1x5,8 submetida a carga uniformemente distribuída

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCA (ABAQUS)	W150X18 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
4,67	23,65	21,62	22,79	18,00	25,29	8,56	3,63	23,91	-6,96
4,00	29,19	25,97	28,28	20,97	31,04	11,03	3,09	28,16	-6,37
3,34	35,81	32,56	37,04	25,11	40,10	9,08	-3,45	29,87	-11,98
2,85	43,11	36,79	47,74	29,49	51,04	14,66	-10,74	31,59	-18,42
2,52	47,00	39,61	54,22	33,36	58,72	15,73	-15,36	29,02	-24,94
2,19	50,26	42,44	59,47	38,43	65,15	15,57	-18,33	23,55	-29,62
1,86	53,23	45,25	64,70	45,26	71,54	14,99	-21,55	14,98	-34,40
1,53	56,19	46,09	67,04	57,16	77,95	17,97	-19,32	-1,73	-38,73
1,36	53,65	46,09	67,04	64,95	78,76	14,08	-24,98	-21,07	-46,81

4.3.2 Informações relevantes

Assim como no item anterior, a Figura 4.16 mostra a curva momento *versus* deslocamento lateral da viga VCA 925,5x230x22,2x13,1 com 17,48 m de vão, obtida a partir da análise não-linear. Verificou-se que a flambagem lateral com torção ocorre em regime elástico, pois as tensões não ultrapassam a tensão de escoamento do aço, como se pode ver na Figura 4.17.

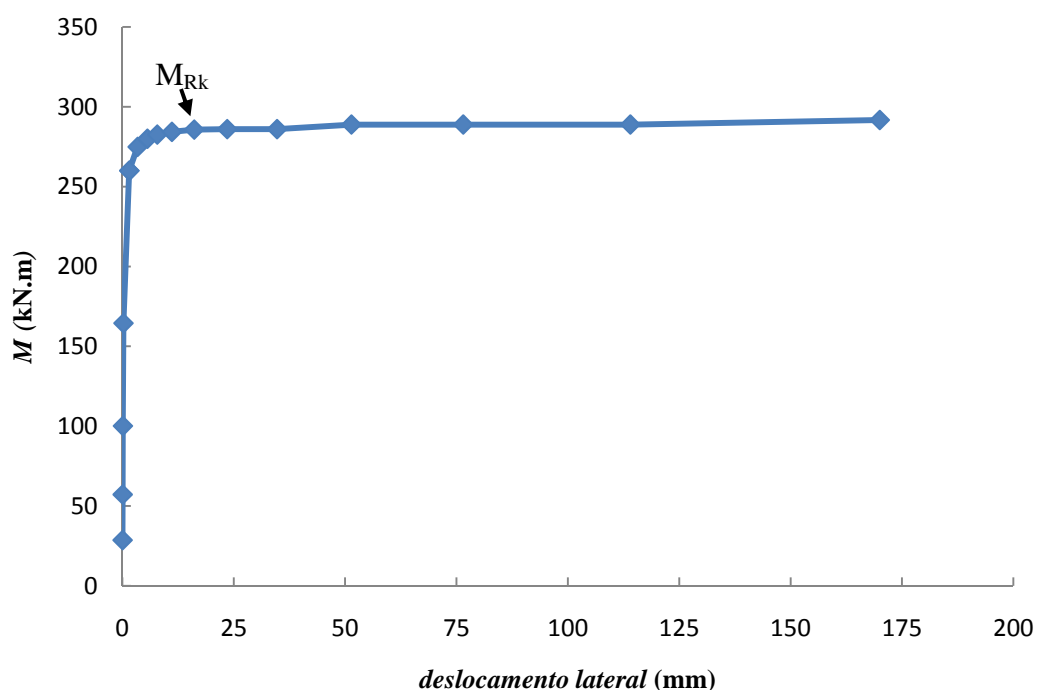


Figura 4.16 - Curva Momento *versus* deslocamento da VCA 925,5x230x22,2x13,1 com 17,48 m de vão



Figura 4.17 - Distribuição de tensões de von Mises da viga VCA 925,5x230x22,2x13,1 com 17,48 m de vão

Já analisando a curva momento *versus* deslocamento lateral da viga VCA 925,5x230x22,2x13,1 de 6,82 m da Figura 4.18, e observando a Figura 4.19, que apresenta a distribuição de tensões de von Mises no instante em que é atingido o momento resistente, verifica-se que os cantos das aberturas, próximas aos apoios, ultrapassam a resistência ao escoamento do aço, indicando a possível formação de rótulas plásticas. Ao atingir o momento resistente a viga desloca-se lateralmente com redução imediata da carga aplicada.

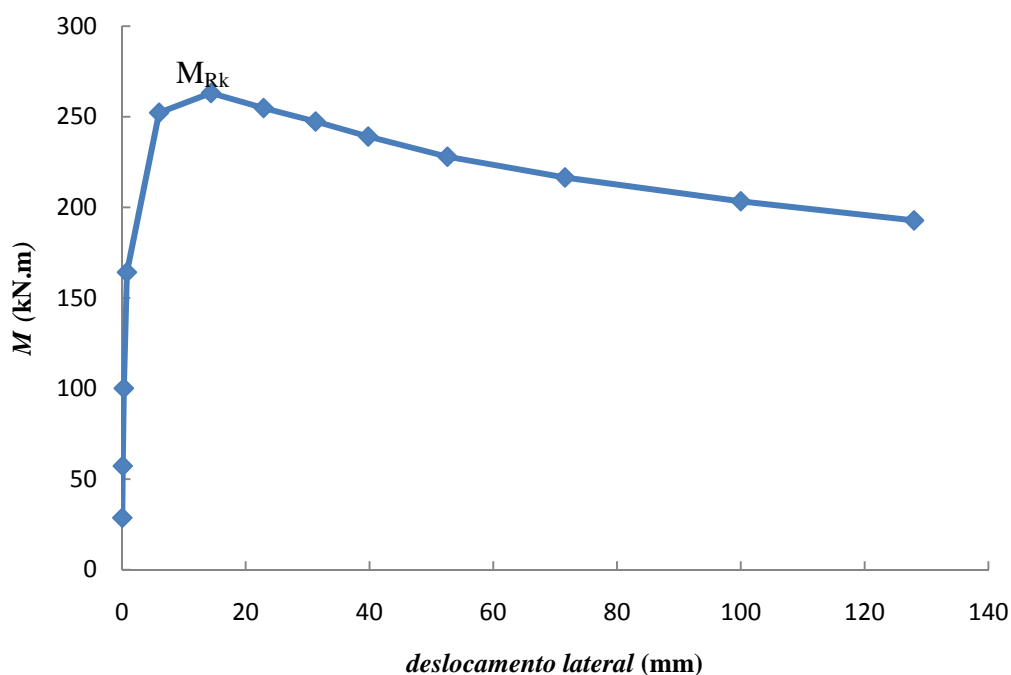


Figura 4.18 – Curva Momento *versus* deslocamento da VCA 925,5x230x22,2x13,1 com 6,8 m de vão

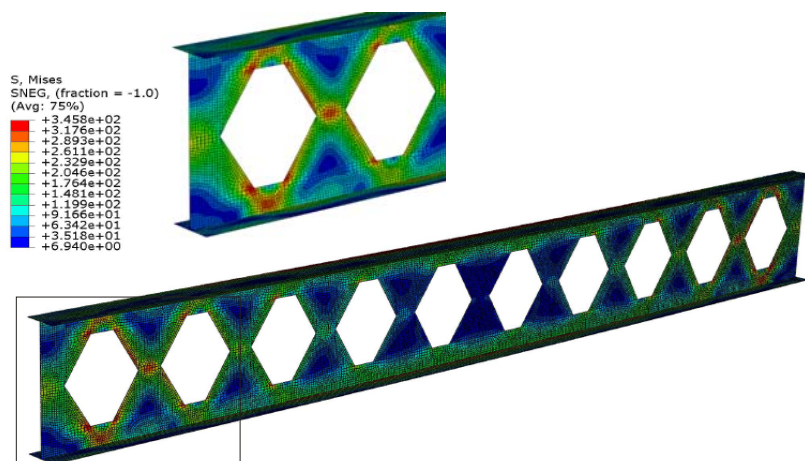


Figura 4.19 – Formação das rótulas plásticas na VCA 925,5x230x22,2x13,1 de 6,8 m

4.3.3 Análise comparativa

Observando-se as Figuras 4.13 a 4.15 percebe-se que, para grandes vãos, os momentos resistentes do modelo numérico são superiores em cerca de 10% aos do perfil original, calculados de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008. À medida que os comprimentos diminuem e ficam próximos a L_r , a diferença aumenta, para uma faixa entre 14% e 20%. Já quando os vãos se tornam muito pequenos a diferença entre os momentos praticamente desaparece nas vigas casteladas derivadas dos perfis W610x140 e W360x51 (os momentos resistentes ficam muito próximos do momento de plastificação da viga original). Por outro lado, para as vigas originadas do perfil W150x18, em vãos muito pequenos, os momentos obtidos no modelo numérico foram superiores aos da viga original em torno de 18%.

Comparando-se os resultados do modelo numérico com os das vigas de alma cheia de mesma altura, verifica-se que estas últimas possuem momento resistente superior devido à ausência de aberturas. Para grandes vãos, a curva do modelo fica abaixo da curva da viga de alma cheia com diferença de até 10% devido à distorção da alma causada principalmente pelas aberturas, e à medida que o vão diminui e fica próximo de L_r , essa diferença aumenta. Esse aumento ocorre porque, além da própria influência da distorção ser maior, nas vigas casteladas acontecem outros fenômenos devido aos altos valores de força cortante nos apoios, que provocam inclusive escoamento nos cantos da abertura extrema (mecanismo Vierendel, Figura 4.20). Essa abertura se deforma em uma forma de paralelogramo, além de aparecer também um giro no montante da alma, caracterizando flambagem causada pela força cortante.

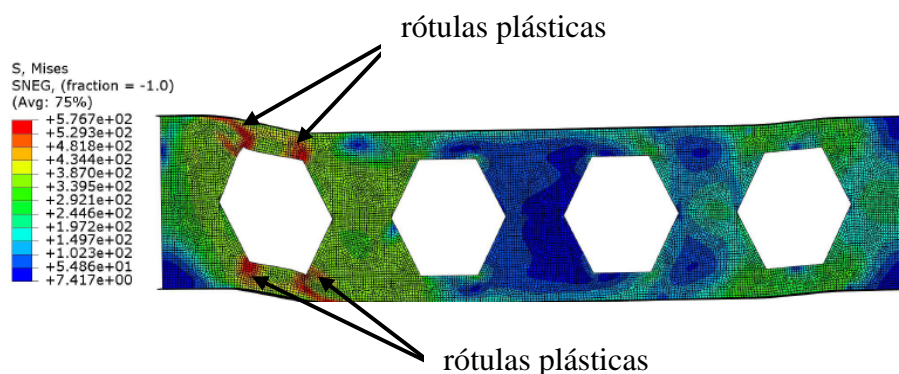


Figura 4.20 – Formação do mecanismo Vierendel da viga VCP 925,5x230x22,2x13,1 de 4 m de vão

Utilizando as expressões de cálculo para o momento fletor resistente da ABNT NBR 8800:2008 com as propriedades geométricas calculadas no centro da abertura, e com a constante de empenamento segundo KOHNEHPOOSHI & SHOWKATI (2009), obtêm-se valores inferiores, mas próximos, daqueles encontrados na análise numérica, com diferenças pouco expressiva, em torno de 4%, para comprimentos maiores que L_r . Para as vigas de maior altura, a diferença para vãos menores chega a 61%, já para as vigas mais baixas derivadas do perfil W150X18 a diferença é menor, atingindo 26%.

A dificuldade de se chegar ao momento de plastificação (M_{pl}) ocorre porque ainda na fase da análise linearizada, não se consegue obter o fenômeno da flambagem lateral pura, como ilustra a Figura 4.21, relativa à viga VCA 532x171x11,6x7,2, onde se vê grande distorção da alma e um giro no montante da alma.

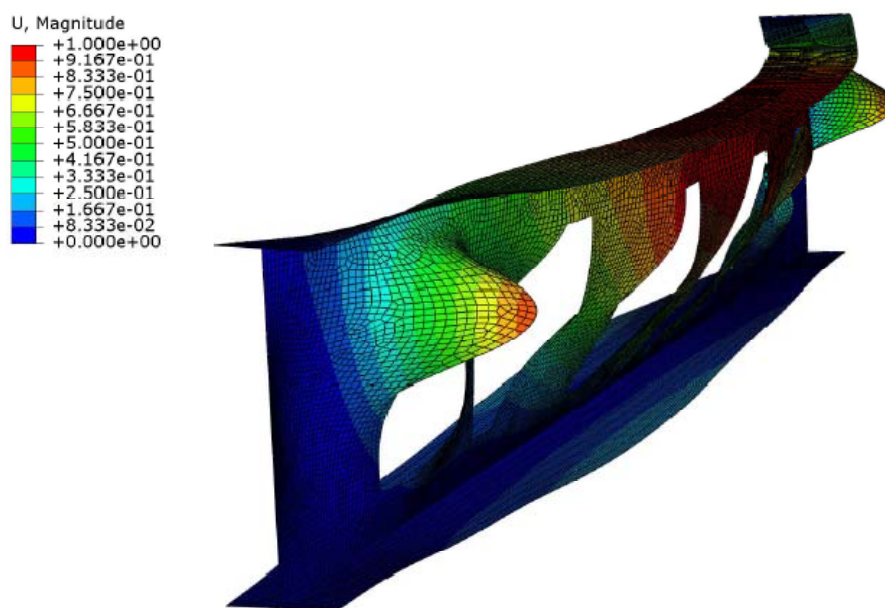


Figura 4.21 – Modo de flambagem da viga VCA 532x171x11,6x7,2 com 3,16 m de vão

4.4 Vigas submetidas a carga concentrada no meio do vão

4.4.1 Espectro de resultados

As Figuras 4.22 a 4.24 apresentam também curvas de momento resistente (M_{Rk}) versus comprimento destravado (L_b) para as vigas originadas dos perfis laminados W150x18, W360x51 e W610x140 submetidas a uma carga concentrada no meio do vão, no nível do centro de torção da seção transversal. As Tabelas 4.13 a 4.18 fornecem a diferença entre os momentos resistentes obtidos pela análise numérica e pelos procedimentos de cálculo citados no item 4.1.

Utilizou-se o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, C_b , dado pela ABNT NBR 8800:2008, Eq. (2.2), para vigas de alma cheia, igual a 1,32, para o cálculo do momento resistente para as curvas traçadas conforme a ABNT NBR 8800:2008.

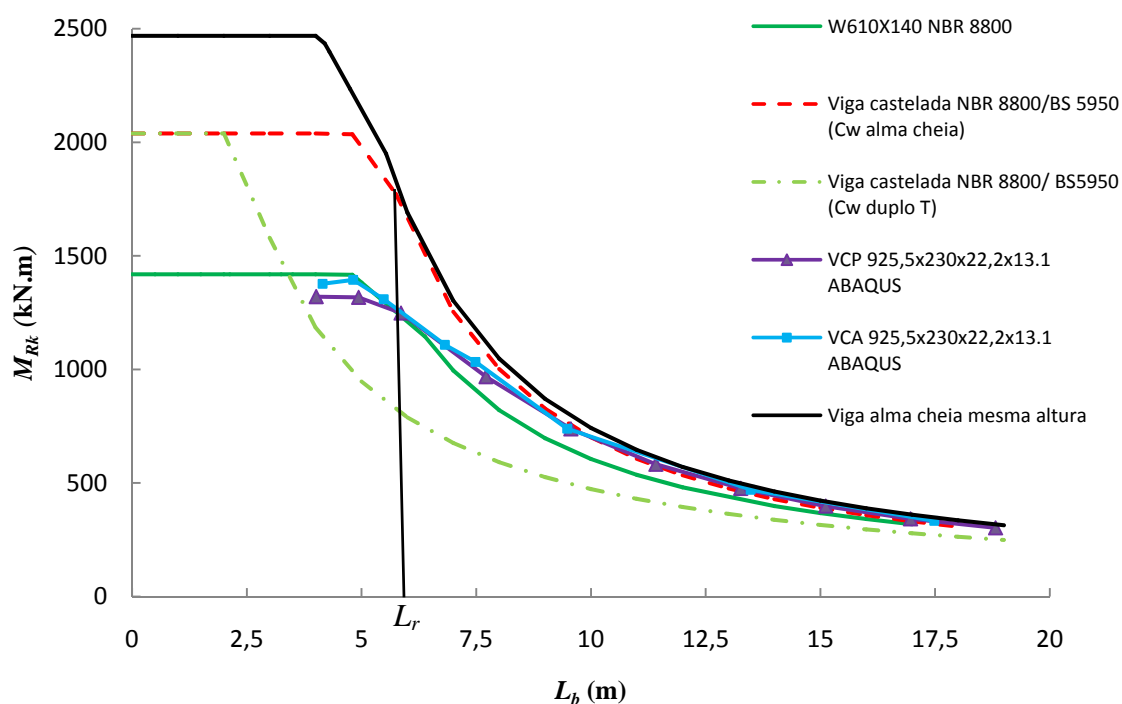


Figura 4.22 - Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W610X140 submetidas a carga concentrada no meio do vão

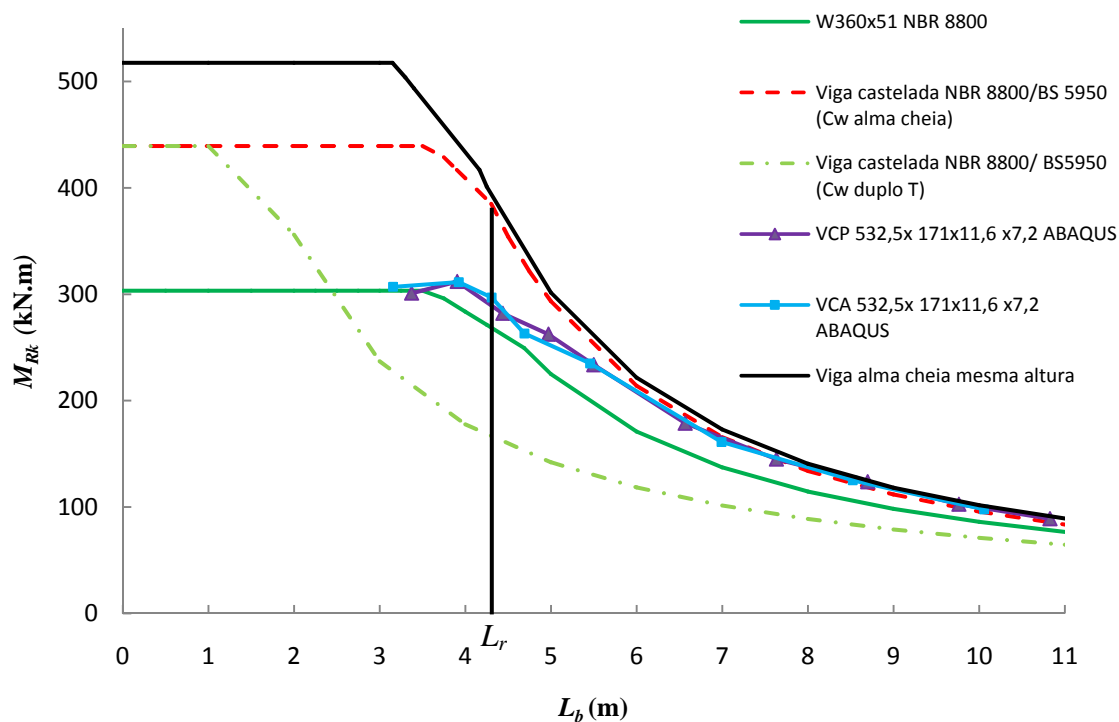


Figura 4.23 - Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W360x51 submetidas a carga concentrada no meio do vão

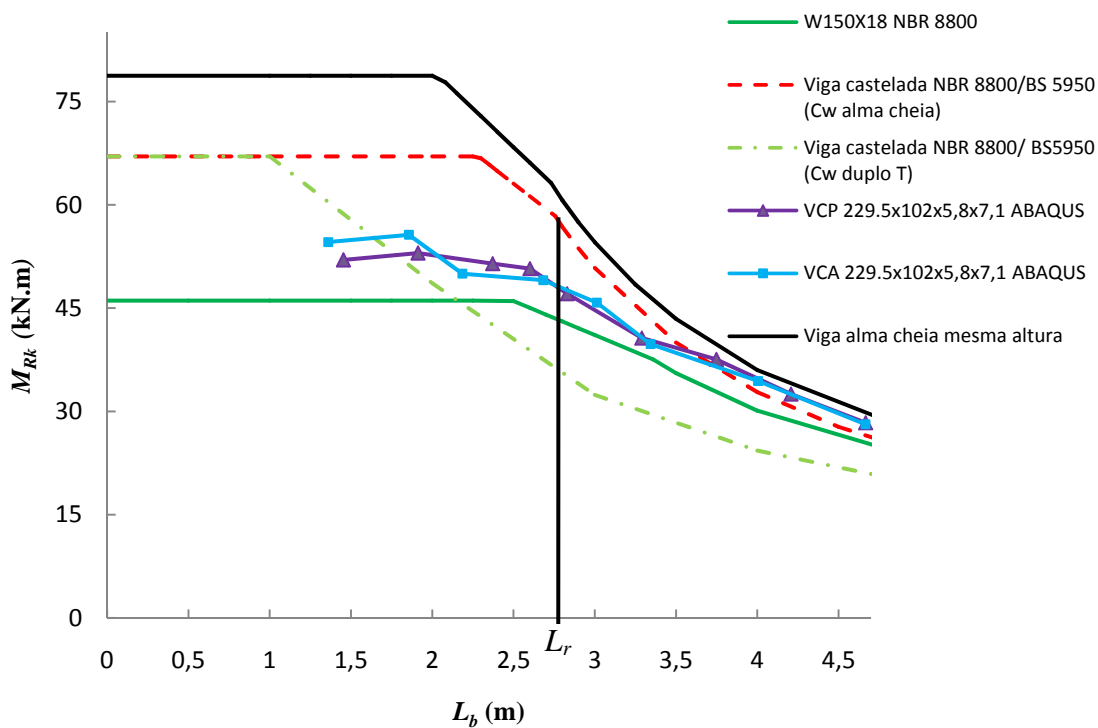


Figura 4.24 - Momento fletor resistente de vigas derivadas do perfil W150X18 submetidas a carga concentrada no meio do vão

Tabela 4.13 - Tabela comparativa de momento resistente da viga
VCP 925,5x230x22,2x13,1 submetida a carga concentrada

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCP (ABAQUS)	W610X140 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
18,82	302,38	284,03	290,75	251,40	317,79	6,07	3,85	16,86	-5,09
16,97	341,65	319,05	331,70	278,83	360,96	6,61	2,91	18,39	-5,65
15,12	398,00	364,31	386,25	312,97	418,07	8,46	2,95	21,36	-5,04
13,27	476,00	425,16	462,17	356,65	496,92	10,68	2,91	25,07	-4,40
11,41	582,14	511,34	573,95	414,50	612,09	12,16	1,41	28,80	-5,15
9,56	737,62	642,53	751,42	494,75	793,44	12,89	-1,87	32,93	-7,57
7,71	967,77	864,16	1064,25	613,54	1110,77	10,71	-9,97	36,60	-14,78
5,86	1247,84	1234,39	1708,38	807,43	1760,31	1,08	-36,91	35,29	-41,07
4,94	1317,00	1392,93	1997,78	958,99	2167,41	-5,77	-51,69	27,18	-64,57
4,01	1320,00	1418,23	2038,26	1180,66	2468,39	-7,44	-54,41	10,56	-87,00

Tabela 4.14 - Tabela comparativa de momento resistente da viga
VCA 925,5x230x22,2x13,1 submetida a carga concentrada

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCA (ABAQUS)	W610X140 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
17,48	333,24	308,48	319,22	270,64	347,84	7,43	4,21	18,78	-4,38
13,48	470,14	416,97	451,79	350,91	486,18	11,31	3,90	25,36	-3,41
9,48	738,87	649,69	761,30	498,89	803,51	12,07	-3,04	32,48	-8,75
7,49	1032,93	902,12	1118,95	632,19	1166,08	12,66	-8,33	38,80	-12,89
6,82	1108,00	1034,33	1311,24	694,01	1360,22	6,65	-18,34	37,36	-22,76
5,49	1309,00	1298,72	1845,58	862,76	1967,75	0,79	-40,99	34,09	-50,32
4,82	1394,00	1412,86	2030,00	982,18	2209,67	-1,35	-45,62	29,54	-58,51
4,15	1377,00	1418,23	2038,26	1140,01	2451,59	-2,99	-48,02	17,21	-78,04

Tabela 4.15 - Tabela comparativa de momento resistente da viga
VCP 532,5x171x11,6x7,2 submetida a carga concentrada

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCP (ABAQUS)	W360X51 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
10,83	89,01	78,08	85,46	65,63	91,17	12,28	3,99	26,27	-2,43
9,76	102,60	88,65	99,15	72,79	105,23	13,59	3,36	29,06	-2,57
8,70	123,76	102,63	117,77	81,70	124,26	17,08	4,84	33,98	-0,40
7,63	145,00	121,91	144,23	93,10	151,15	15,92	0,53	35,79	-4,24
6,57	178,73	150,05	183,96	108,21	191,35	16,05	-2,93	39,46	-7,06
5,50	233,75	194,45	248,36	129,21	256,27	16,81	-6,25	44,72	-9,63
4,97	262,44	227,09	296,54	143,01	304,71	13,47	-12,99	45,51	-16,11
4,44	282,05	261,92	363,11	160,18	371,56	7,14	-28,74	43,21	-31,74
3,91	312,00	288,41	416,55	182,04	443,10	7,56	-33,51	41,65	-42,02
3,37	301,00	303,37	439,29	210,82	496,46	-0,79	-45,94	29,96	-64,94

Tabela 4.16 - Tabela comparativa de momento resistente da viga
VCA 532,5x171x11,6x7,2 submetida a carga concentrada

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCA (ABAQUS)	W360X51 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
10,06	97,84	85,44	94,95	70,65	100,93	12,67	2,95	27,79	-3,16
8,52	125,13	105,34	121,45	83,37	128,00	15,81	2,94	33,38	-2,30
6,99	161,18	137,48	166,07	101,66	173,27	14,71	-3,03	36,93	-7,50
5,46	235,04	196,79	251,81	130,24	259,73	16,27	-7,13	44,59	-10,50
4,69	263,18	248,75	328,75	151,55	337,07	5,48	-24,92	42,41	-28,08
4,31	296,96	268,44	383,35	165,06	391,87	9,61	-29,09	44,42	-31,96
3,92	311,45	287,51	415,11	181,20	441,29	7,69	-33,28	41,82	-41,69

Tabela 4.17 - Tabela comparativa de momento resistente da viga
VCP 229,5x102x7,1x5,8 submetida a carga concentrada

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCP (ABAQUS)	W150X18 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
4,67	28,35	25,03	26,38	20,83	29,28	11,71	6,95	26,53	-3,27
4,21	32,51	28,31	30,50	23,10	33,60	12,91	6,18	28,93	-3,36
3,75	37,54	32,62	36,08	25,93	39,40	13,12	3,90	30,92	-4,95
3,29	40,64	38,23	43,98	29,55	47,55	5,93	-8,22	27,28	-17,01
2,83	47,09	42,76	55,81	34,35	59,65	9,19	-18,52	27,06	-26,68
2,60	50,74	45,03	61,24	37,38	66,11	11,24	-20,70	26,32	-30,29
2,37	51,46	46,09	65,45	41,00	71,26	10,43	-27,19	20,32	-38,48
1,91	53,00	46,09	67,04	50,86	78,76	13,04	-26,50	4,04	-48,59
1,45	52,00	46,09	67,04	67,04	78,76	11,36	-28,93	-28,93	-51,45

Tabela 4.18 - Tabela comparativa de momento resistente da viga
VCA 229,5x102x7,1x5,8 submetida a carga concentrada

L_b (m)	Momento resistente (kN.m)					DIFERENÇA PERCENTUAL (%)			
	VCA (ABAQUS)	W150X18 NBR 8800	Viga (C_w alma cheia) NBR 8800	Viga (C_w duplo T) NBR 8800	Viga similar de alma plana NBR 8800	(A-B)/A	(A-C)/A	(A-D)/A	(A-E)/A
	A	B	C	D	E				
4,67	28,13	25,04	26,39	20,84	29,29	10,97	6,17	25,91	-4,14
4,00	34,42	30,07	32,75	24,28	35,95	12,65	4,85	29,47	-4,44
3,34	39,77	37,70	42,89	29,08	46,43	5,21	-7,85	26,88	-16,76
3,01	45,80	40,96	50,49	32,27	54,22	10,56	-10,24	29,54	-18,38
2,68	49,06	44,23	59,74	36,25	64,28	9,85	-21,78	26,11	-31,02
2,19	50,00	46,09	67,04	44,49	75,43	7,82	-34,09	11,02	-50,87
1,86	55,65	46,09	67,04	52,40	78,76	17,18	-20,48	5,83	-41,52
1,36	54,59	46,09	67,04	67,04	78,76	15,57	-22,81	-22,81	-44,27

4.4.2 Informações relevantes

A Figura 4.25 é referente à curva momento *versus* deslocamento lateral da viga VCP 229x102x7,1x5,8 de 4,66 m de vão. Verifica-se que mesmo o vão sendo maior que 20 vezes a altura da viga, não ocorreu flambagem lateral em regime elástico, pois há uma pequena região da mesa superior que ultrapassa a resistência ao escoamento (Figura 4.26).

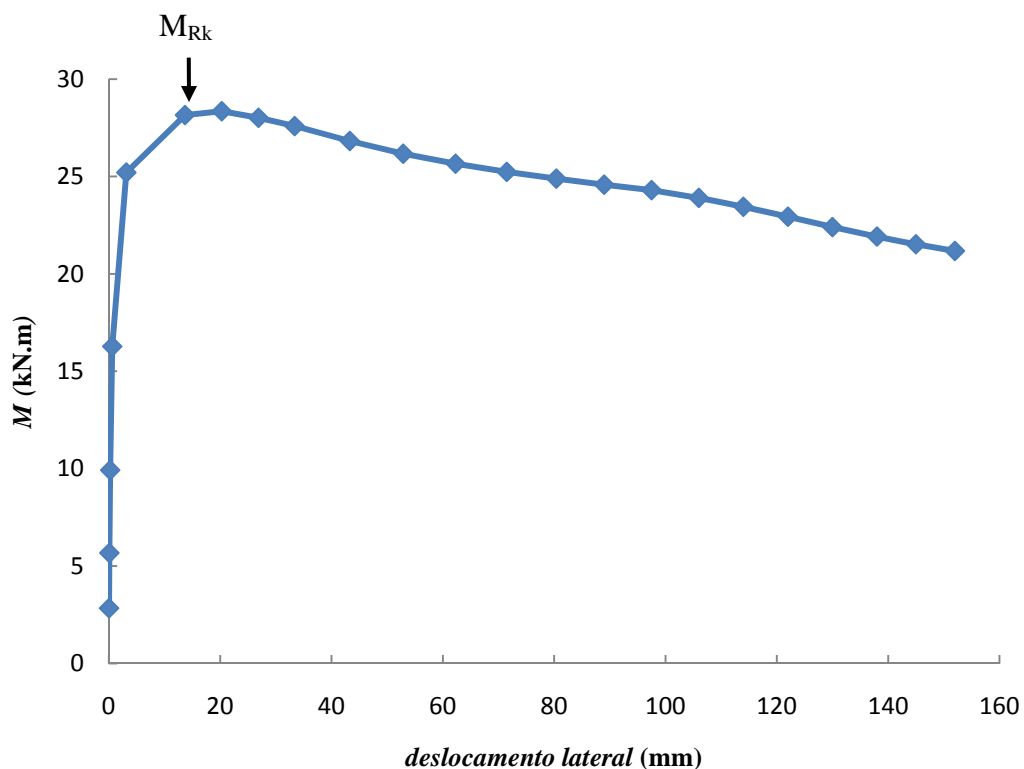


Figura 4.25 - Curva Momento *versus* deslocamento da VCP 229x102x5,8x7,1 com 4,66 m de vão

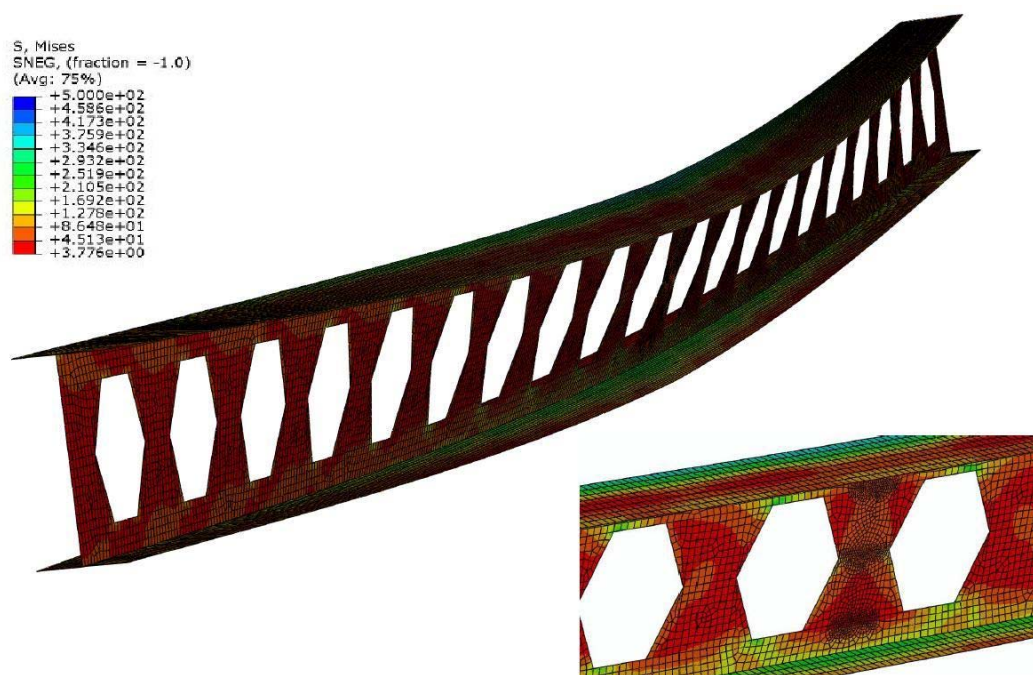


Figura 4.26 – Distribuição de tensões de von Mises da viga VCP 229x102x5,8x7,1 com 4,66 m de vão, quando atinge o momento resistente

Assim como nos casos de carregamento anteriores, os padrões Peiner e anglo-saxônico de vigas casteladas apresentaram curvas momento resistente *versus* comprimento destravado (L_b) similares, confirmando que pequenas diferenças quanto ao ângulo de corte e lance não são suficientes para gerar alterações significativas na capacidade resistente em relação ao estado limite de FLT.

4.4.3 Análise comparativa

Comparando as curvas obtidas por meio da análise numérica com a curva do momento resistente das vigas com o perfil original, percebe-se que as vigas casteladas possuem também para carregamento concentrado momento resistente superior. Para vigas com comprimento do vão maior que L_r , o momento resistente da viga castelada chega a ser 17% superior que o da original, mas a medida que o comprimento diminui e fica menor que L_r , o momento resistente se aproxima do momento plástico das vigas com o perfil original, com diferença de até 8% para mais ou para menos, pois a distorção da alma se intensifica para esse tipo de carregamento, como se pode ver na Figura 4.27. Para as vigas originadas do perfil W150x18, percebe-se que essa diferença é maior para pequenos vãos, chegando a 17%.

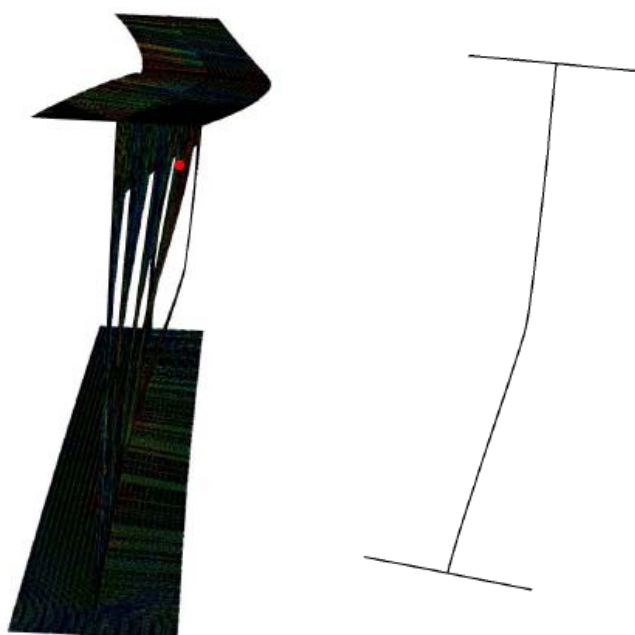


Figura 4.27 – Seção da viga VCA 532,5x171x11,6x7,2 com submetida a carga concentrada no meio do vão distorção da alma

Comparando-se também com a curva obtida para vigas de alma cheia de mesma altura das vigas casteladas, percebe-se que, como nos outros carregamentos, essa possui momento resistente superior devido à ausência de aberturas. Para vãos muito maiores que L_r , a diferença fica em torno de 8%, e à medida que o vão diminui, essa diferença aumenta consideravelmente. Essa grande diferença entre as capacidades resistentes ocorre pois, quando o vão diminui, a distorção da alma se torna mais acentuada, e as regiões ao redor da abertura atingem a resistência ao escoamento antes de ocorrer a flambagem lateral com torção, como se pode ver na Figura 4.28.

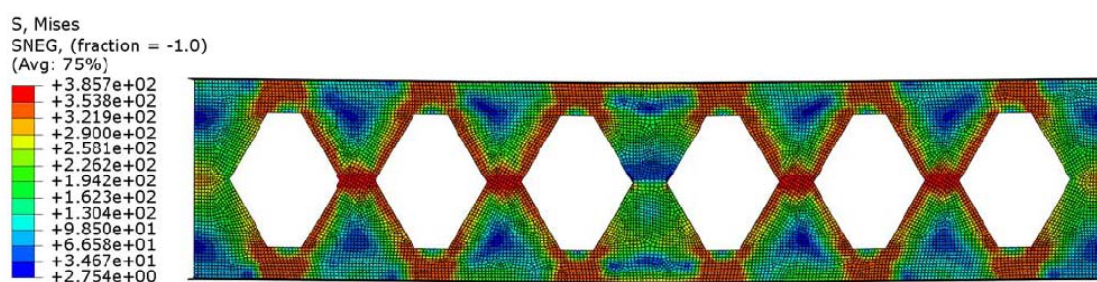


Figura 4.28 - Distribuição de tensões de von Mises da viga VCP 925,5x230x22,2x13,1 com 4,15 m de vão quando atinge o momento resistente

Quando os valores de momento resistente obtidos pela análise numérica são comparados com os valores calculados a partir dos procedimentos da ABNT NBR 8800:2008, utilizando-se a constante de empenamento da Eq. (4.2), verifica-se que possuem capacidades resistentes muito próximas, com diferença de 4% para vãos muito maiores que L_r e 14% para vãos próximo de L_r . Para vãos menores que L_r , essa diferença aumenta expressivamente, chegando em alguns casos a 54%, devido aos outros fenômenos que ocorrem simultaneamente com a flambagem lateral, como citado anteriormente, ainda na análise linearizada. A Figura 4.29 mostra claramente um caso em que ocorre a distorção da alma.

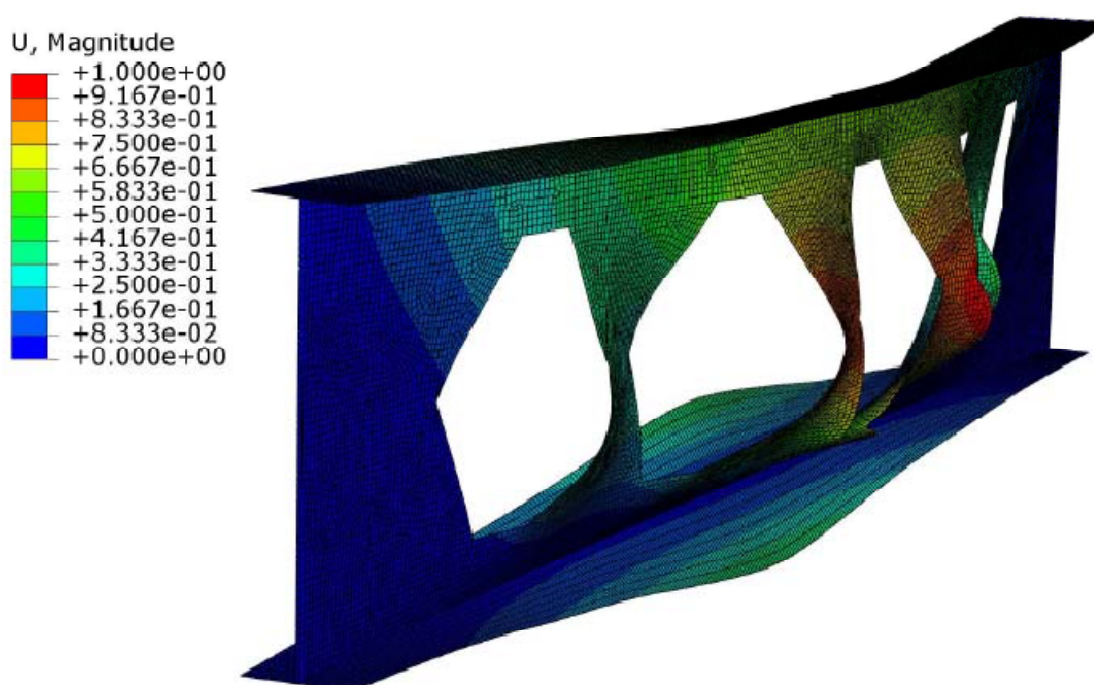


Figura 4.29 - Modo de flambagem da viga VCA 925,5x230x22,2x13,1 com 4,15 m de vão

5 PROPOSIÇÃO DE PROCEDIMENTOS

5.1 Generalidades

Com base nos resultados apresentados e avaliados no Capítulo 4, propõe-se um procedimento de cálculo do momento fletor resistente para o estado-limite de flambagem lateral com torção para vigas casteladas, de padrões Peiner e anglo-saxônico. Tendo como base a adoção das prescrições da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008. Nessas proposições são feitos ajustes com o objetivo de fazer com que os resultados se aproximem dos da análise numérica, procurando estar sempre ao lado da segurança.

Adicionalmente, até para efeito de comparação, é apresentado também um segundo procedimento, tendo por base as prescrições da norma europeia EN 1993-1-1:2005.

5.2 Procedimento com base na NBR 8800:2008

O primeiro procedimento proposto para obtenção do momento fletor resistente para o estado-limite de flambagem lateral com torção de vigas castelada, de padrões Peiner e anglo-saxônico tem como base as prescrições da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 para vigas de alma cheia:

- considerando as propriedades geométricas da seção líquida no centro das aberturas, com a constante de empenamento determinada conforme KOHNEHPOOSHI & SHOWKATI (2009) e também utilizada por SWEEDAN (2010), ou seja, pela Eq. (4.2);
- trocando o valor de L_r por um valor corrigido, $L_{r,cor}$, aumentado em 20%;
- assumindo como momento fletor resistente máximo um valor igual a 90% do momento de plastificação;

Esses ajustes foram feitos com o objetivo de reduzir os momentos resistentes, de modo a adequar os resultados obtidos através da análise numérica, da mesma forma que ABREU *et al.* (2010) fez para as vigas celulares.

Assim o procedimento proposto pode ser assim resumido:

- se $L_b > L_{r,cor}$, com

$$L_{r,cor} = \frac{1,656\sqrt{I_y J}}{J\beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w\beta_1^2}{I_y}}} \quad (5.1)$$

onde

$$\beta_1 = \frac{0,7f_y W_x}{E J} \quad (5.2)$$

o momento crítico é determinado por:

$$M_{Rk} = M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \quad (5.3)$$

onde L_b é o comprimento destravado sujeito à flambagem lateral com torção, I_y é o momento de inércia em relação ao eixo central que passa pelo plano médio da alma, C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, J é a constante de torção, E o módulo de elasticidade, f_y a resistência ao escoamento do aço e W_x o módulo de resistência elástico em relação ao eixo central perpendicular à alma.

- se $L_p < L_b \leq L_{r,cor}$, com:

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5.4)$$

onde r_y é o raio de giração em relação ao eixo central que passa pelo plano médio da alma, o momento crítico é calculado por :

$$M_{Rk} = M_{cr} = C_b \left[0,90M_{pl} - (0,90M_{pl} - M_{r,cor}) \frac{L_b - L_p}{L_{r,cor} - L_p} \right] \leq 0,90M_{pl} \quad (5.5)$$

sendo

$$M_{r,cor} = \frac{0,31E}{L_{r,cor}^2} \sqrt{I_y (1000C_w + 39J L_{r,cor}^2)} \quad (5.6)$$

onde M_{pl} o momento de plastificação da seção transversal

- se $L_b < L_p$

$$M_{Rk} = 0,90M_{pl} \quad (5.7)$$

5.3 Procedimento com base na EN 1993-1-1:2005

De acordo com a norma europeia EN 1993-1-1:2005, as curvas de momento resistente relacionadas ao estado-limite de flambagem lateral com torção dependem do tipo da seção, se é soldada ou laminada, e da relação d/b_f mostrada na Tabela 2.2. Segundo LAKUSIC *et al.* (2008), a classificação das vigas casteladas entre soldadas e laminadas não é imediata. Isso porque essas vigas são fabricadas normalmente a partir de perfis laminados, mas soldadas na altura média da seção. Evidentemente, essa solda tem efeitos diferentes da solda de formação de perfis soldados.

LAKUSIC *et al.* (2008) também consideram que o processo de fabricação das vigas casteladas faz com que as imperfeições geométricas iniciais sejam maiores que nos perfis laminados e mais próximas dos perfis soldados. Para tentar resolver a questão, realizaram ensaios de laboratório com vigas casteladas e, a partir dos resultados destes,

recomendaram a curva *c* para $d/b_f > 2$ e a curva *b* para $d/b_f \leq 2$ (a EN 1993-1-1:2005 prescreve respectivamente as curvas *d* e *c* para perfis soldados e as curvas *a* e *b* para perfis laminados). Os autores afirmam que, mesmo com essas alterações nas curvas, consegue-se manter o índice de confiabilidade preconizado pelo EN 1993-1-1:2005, igual a 3,8.

5.4 Comparação entre procedimentos

5.4.1 Vigas submetidas a momento fletor uniforme

Nas Figuras 5.1 a 5.3 a seguir são fornecidas as curvas momento resistente *versus* comprimento destravado da análise numérica das vigas casteladas dos padrões Peiner e anglo-saxão, da formulação proposta no item 5.2, com base na ABNT NBR 8800:2008 e da formulação do EN 1993-1-1:2005, mostrado no item 5.3, para momento constante.

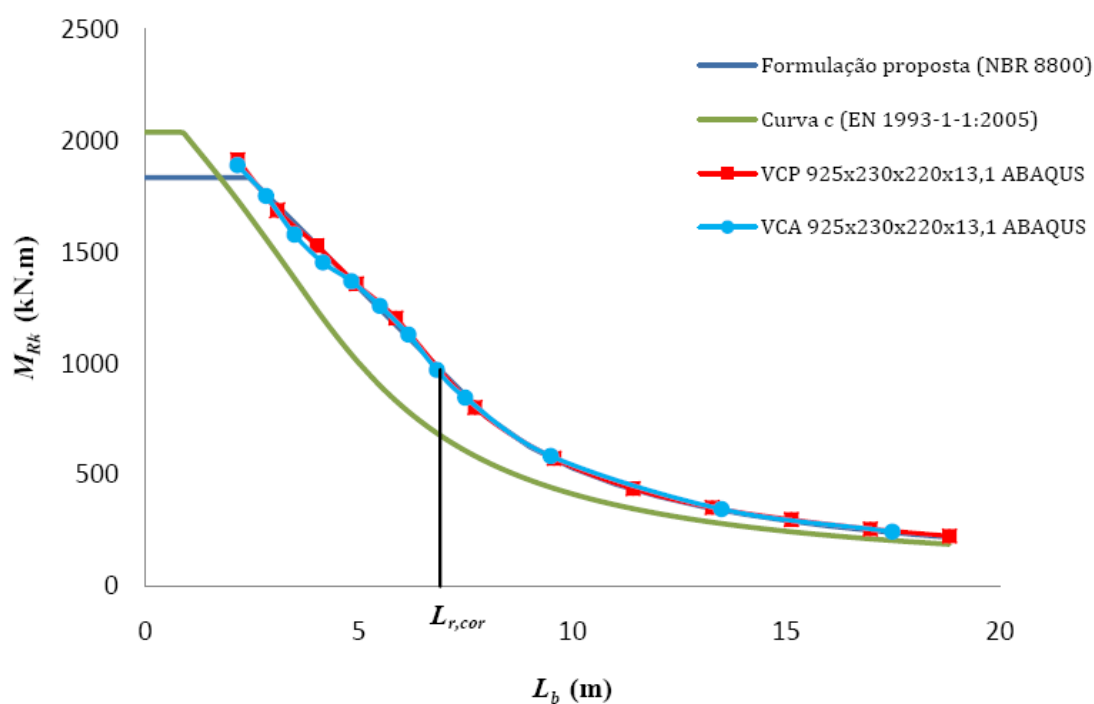


Figura 5.1 – Curvas momento *versus* comprimento para vigas originadas do perfil W610x140 submetidas a momento constante

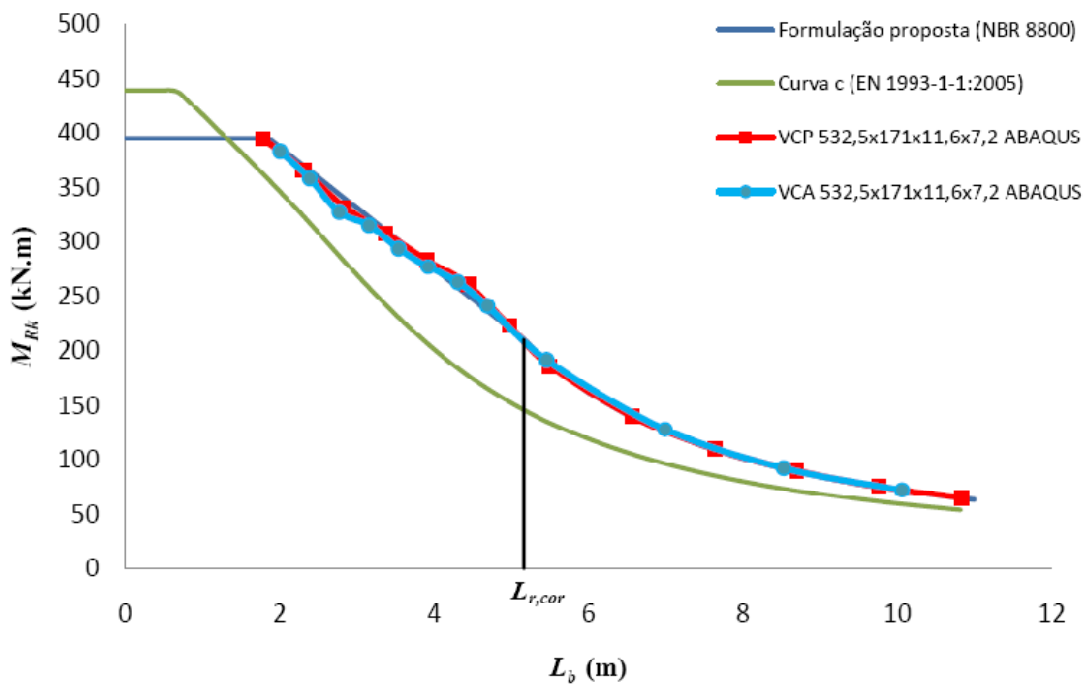


Figura 5.2 - Curvas momento *versus* comprimento para vigas originadas do perfil W310x51 submetidas a momento constante

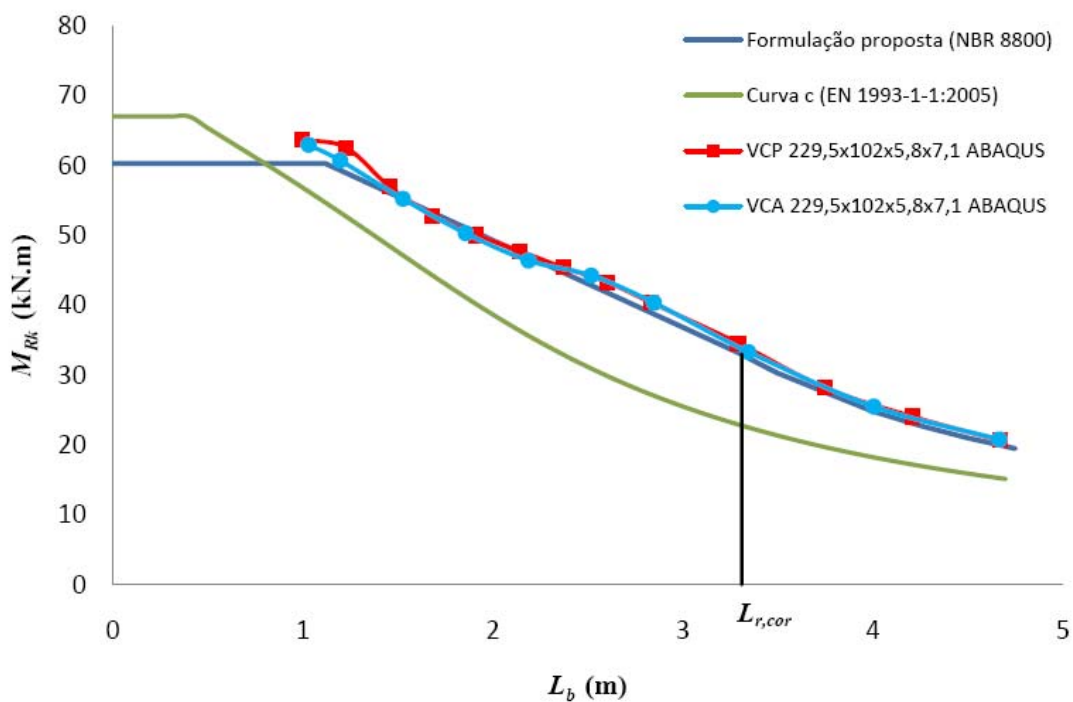


Figura 5.3 - Curvas momento *versus* comprimento para vigas originadas do perfil W150x18 submetidas a momento constante

5.4.2 Vigas submetidas à carga uniformemente distribuída

Nas Figuras 5.4 a 5.6 a seguir são fornecidas as curvas momento resistente *versus* comprimento destravado da análise numérica das vigas casteladas dos padrões Peiner e anglo-saxão, da formulação proposta no item 5.2, com base na ABNT NBR 8800:2008 e da formulação do EN 1993-1-1:2005, mostrado no item 5.3, para carga uniformemente distribuída.

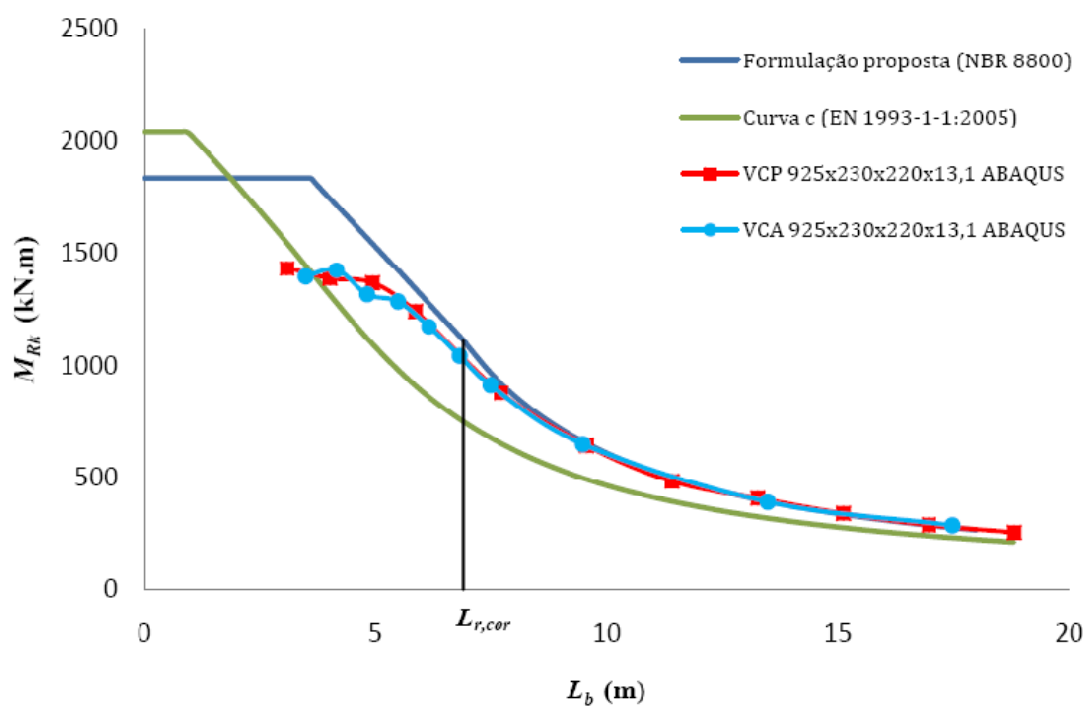


Figura 5.4 - Curvas momento *versus* comprimento para vigas originadas do perfil W610x140 submetidas a carga uniformemente distribuída

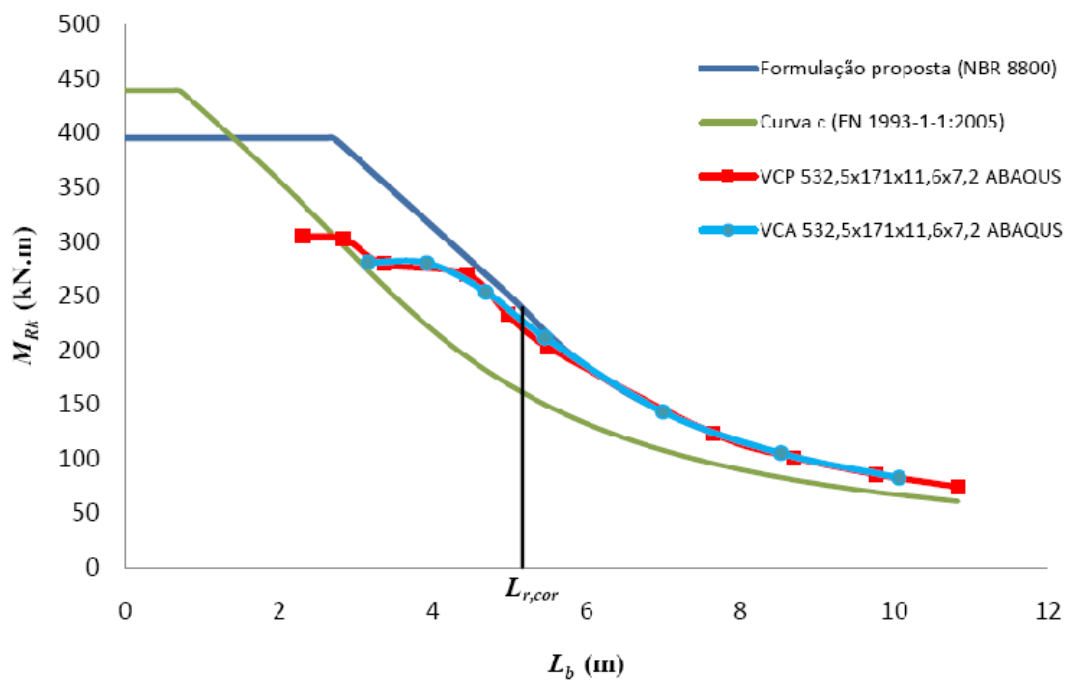


Figura 5.5 - Curvas momento *versus* comprimento para vigas originadas do perfil W310x51 submetidas carga a uniformemente distribuída

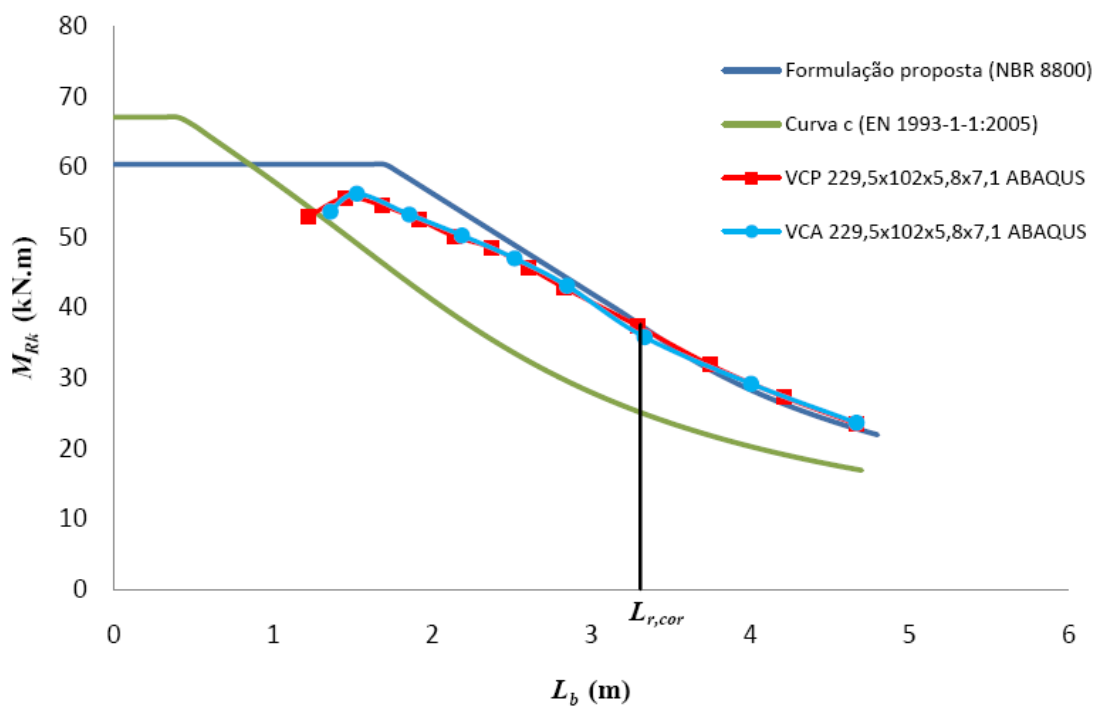


Figura 5.6 - Curvas momento *versus* comprimento para vigas originadas do perfil W150x18 submetidas carga a uniformemente distribuída

5.4.3 Vigas submetidas à carga concentrada na seção central

Nas Figuras 5.7 a 5.9 a seguir são fornecidas as curvas momento resistente *versus* comprimento destravado da análise numérica das vigas casteladas dos padrões Peiner e anglo-saxão, da formulação proposta no item 5.2, com base na ABNT NBR 8800:2008 e da formulação do EN 1993-1-1:2005, mostrado no item 5.3, para carga concentrada.

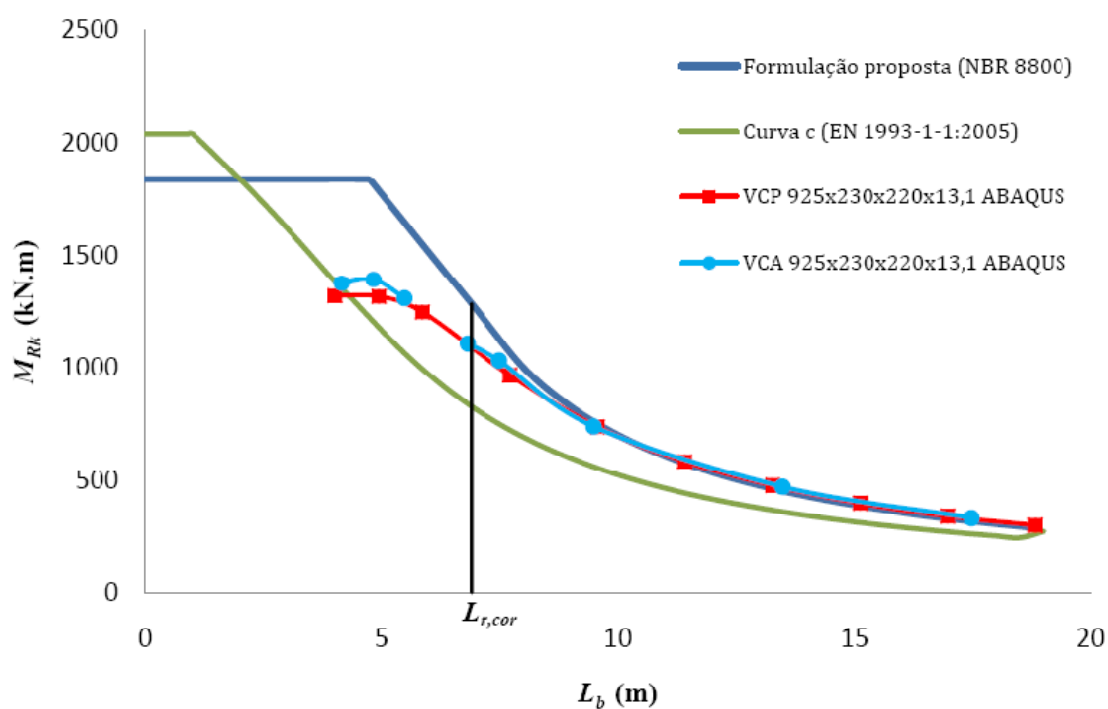


Figura 5.7 - Curvas momento *versus* comprimento para vigas originadas do perfil W610x140 submetidas a carga concentrada

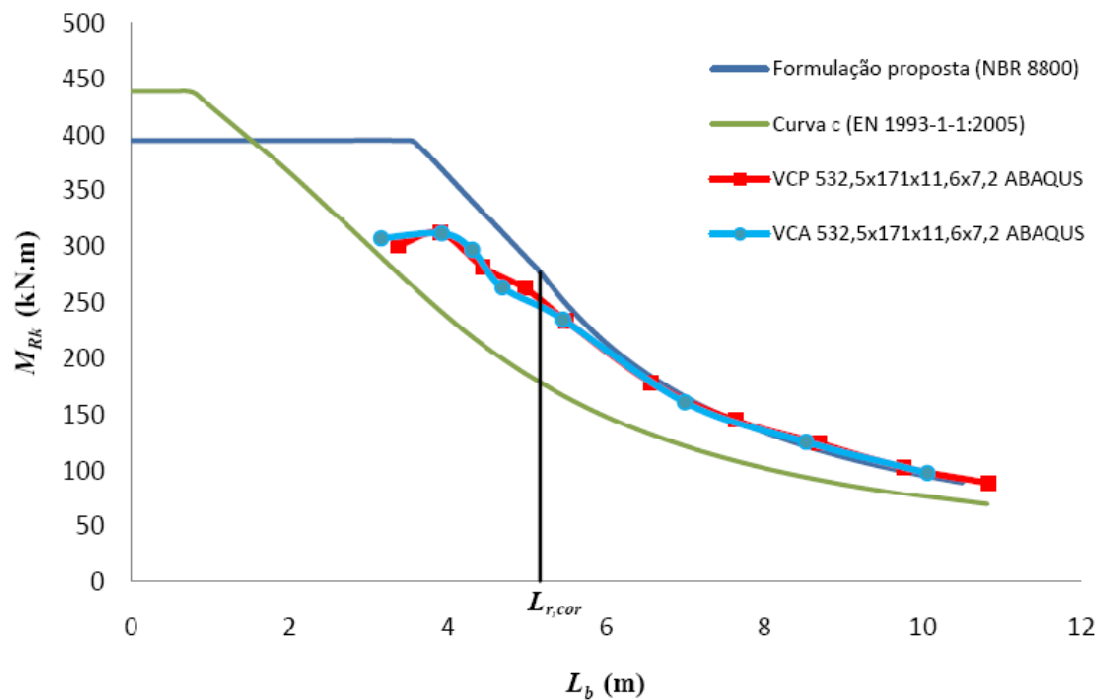


Figura 5.8 - Curvas momento *versus* comprimento para vigas originadas do perfil W360x51 submetidas a carga concentrada

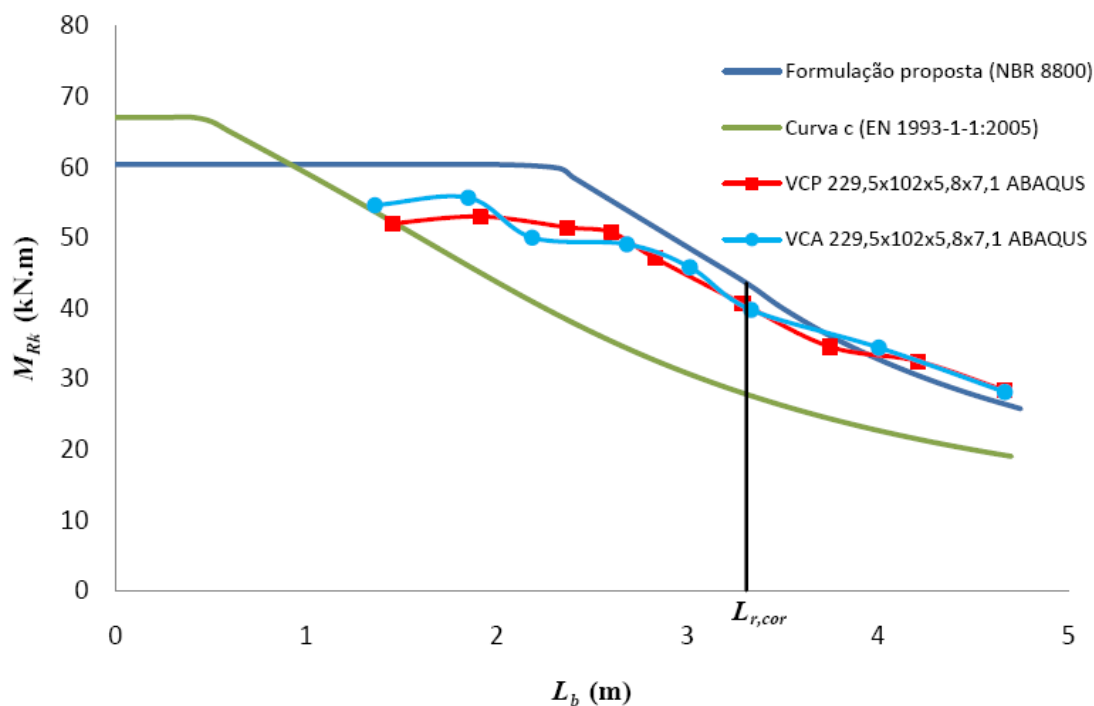


Figura 5.9 - Curvas momento *versus* comprimento para vigas originadas do perfil W150x18 submetidas a carga concentrada

5.5 Avaliação dos procedimentos

As Figuras 5.10 a 5.12 mostram as diferenças entre os momentos resistentes obtidos pela análise numérica e os calculados pelo procedimento proposto com base na norma brasileira NBR 8800:2008, para vigas submetidas aos três tipos de carregamento estudados, momento constante, carga uniformemente distribuída e carga concentrada na seção central, respectivamente.

Para vigas submetidas a momento constante, verifica-se na Figura 5.10 que a diferença máxima é 6%, para mais e para menos, que ocorre para pequenos vãos, onde o efeito da distorção é mais pronunciável. Assim não se consegue atingir o momento de plastificação total da seção

Já para vigas submetidas a carga uniformemente distribuída e a carga concentrada, nas Figuras 5.11 e 5.12, respectivamente, percebe-se que para vãos maiores que $L_{r,cor}$, a diferença para menos atinge 10%, pois, para esses casos de carregamento a distorção da alma se intensifica. À medida que o vão diminui os momentos resistentes obtidos pela análise numérica se tornam menores que os momentos do procedimento, com diferenças para mais assumindo porcentagens elevadas. Isso ocorre porque, na análise numérica não é possível isolar o fenômeno da flambagem lateral com torção em vigas de pequenos vão, uma vez que ocorrem outros modos de colapso.

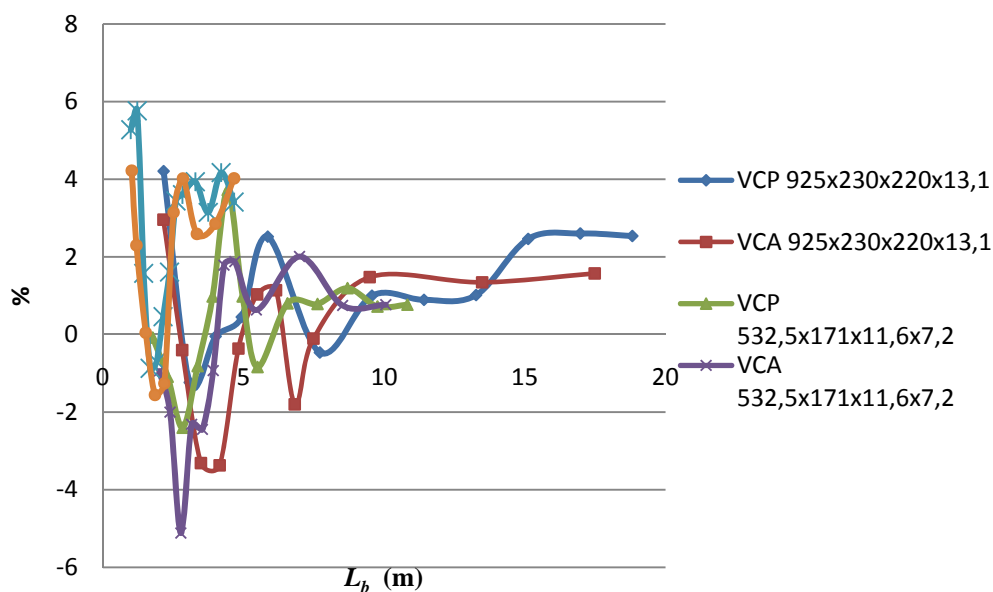


Figura 5.10 - Diferença entre os resultados da análise numérica e do procedimento baseado na ABNT NBR 8800:2008 para vigas submetidas a momento constante

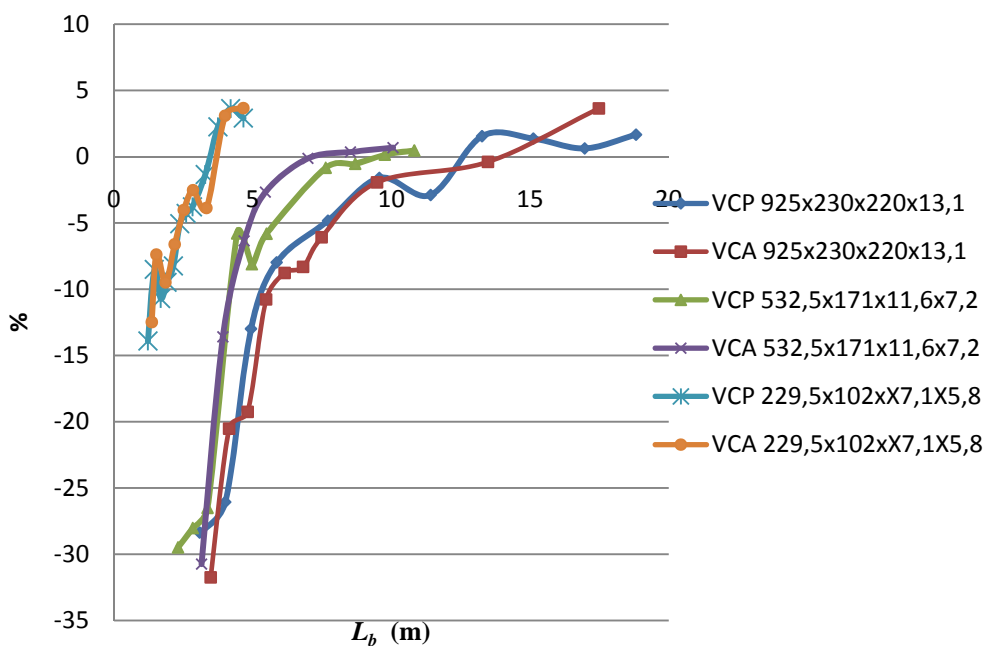


Figura 5.11 - Diferença entre os resultados da análise numérica e do procedimento baseado na ABNT NBR 8800:2008 para vigas submetidas a carga uniformemente distribuída

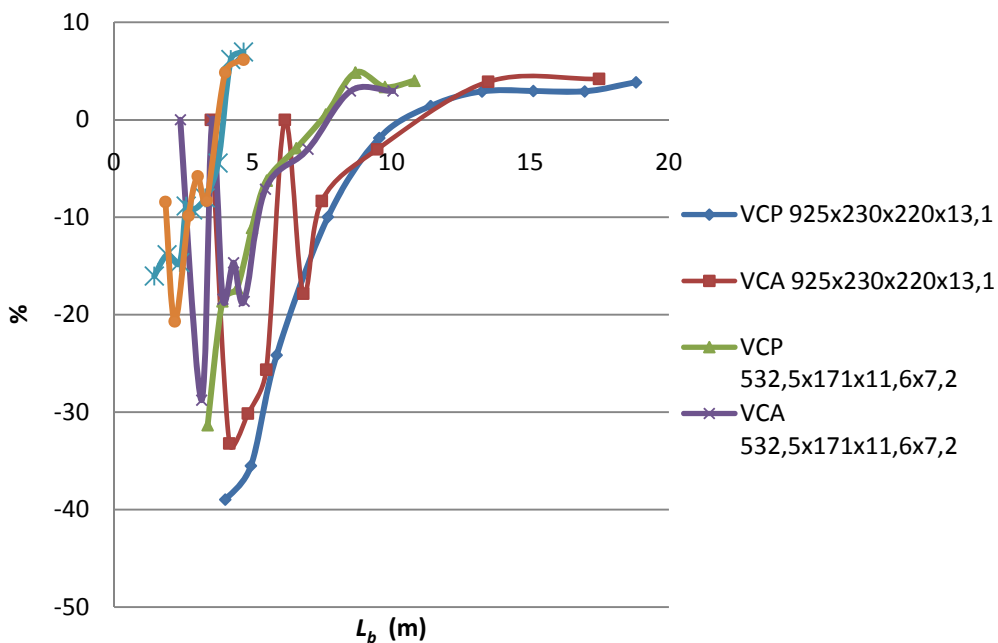


Figura 5.12 - Diferença entre os resultados da análise numérica e do procedimento baseado na ABNT NBR 8800:2008 para vigas submetidas a carga concentrada

As Figuras 5.13 a 5.15 mostram as diferenças entre os momentos resistentes obtidos pela análise numérica e os calculados pelo procedimento com base na norma europeia EN 1993-1-1:2005, para vigas submetidas aos três tipos de carregamento estudados.

Utilizando-se a curva *c* da norma europeia EN 1993-1-1:2005 obtêm-se momentos resistentes muito menores do que os obtidos pela análise numérica. Para vigas originadas dos perfis W360x51 e W610x140, a diferença varia aproximadamente de 15% a 20%. Já para as vigas originadas do perfil W150x18, essa diferença aumenta e fica entre 30% a 35%.

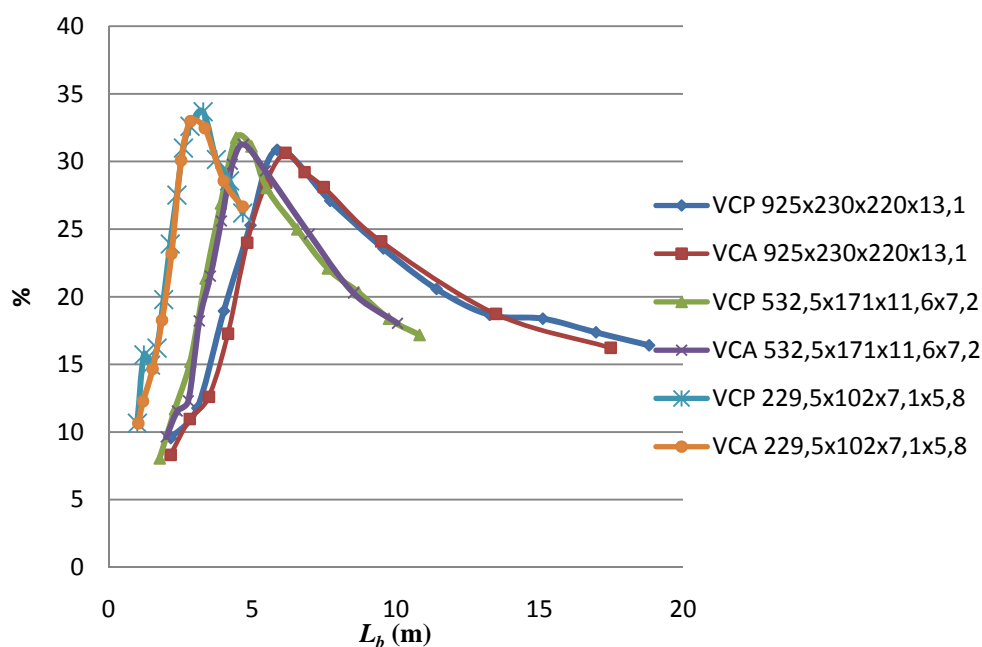
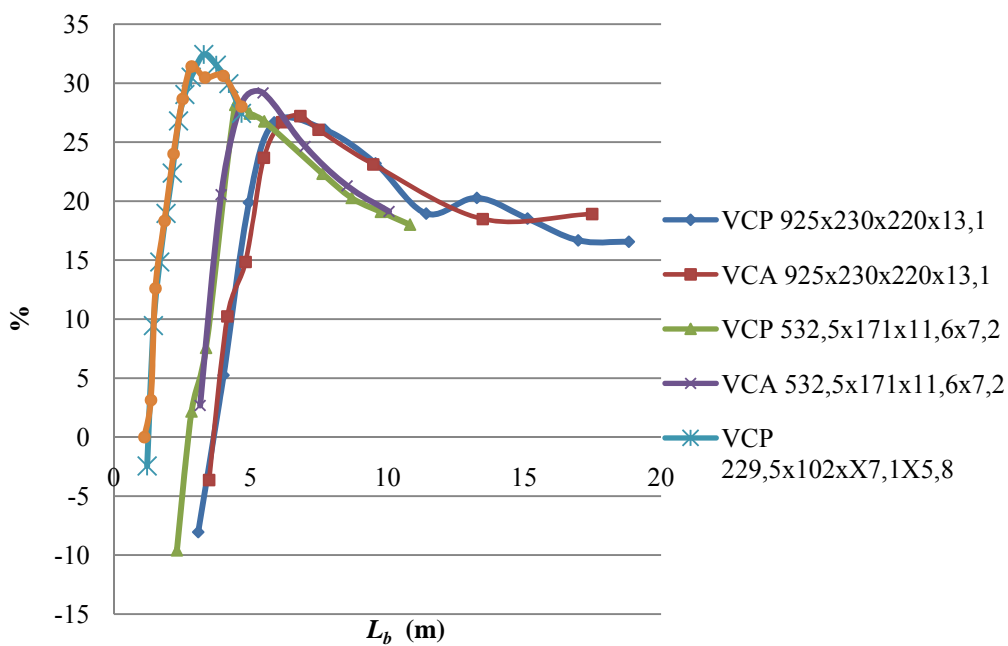


Figura 5.13 – Diferença entre os resultados da análise numérica e o procedimento baseado na EN 1993-1-1:2005 para vigas submetidas a momento constante



C

Figura 5.14 - Diferença entre os resultados da análise numérica e a procedimento baseado na EN 1993-1-1:2005 para vigas submetidas a carga uniformemente distribuída

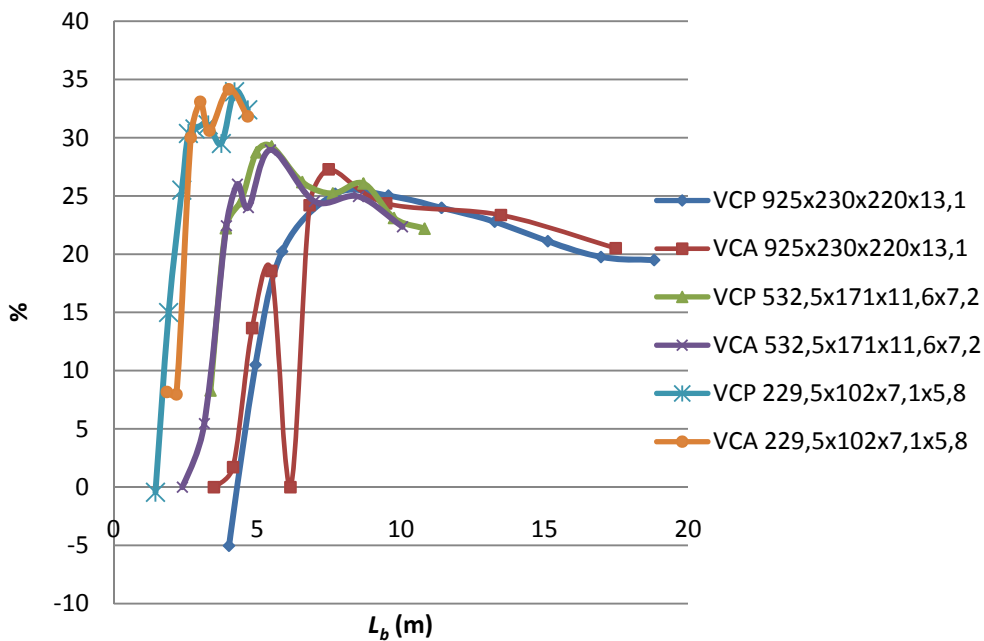


Figura 5.15 - Diferença entre os resultados da análise numérica e o procedimento baseado na EN 1993-1-1:2005 para vigas submetidas a carga concentrada

O conservadorismo do procedimento baseado no EN 1993-1-1:2005 em relação à análise numérica se deve principalmente ao fato de essa norma européia adotar curvas de flambagem para flambagem-lateral com torção em que estão embutidos uma série de imperfeições (iguais, por exemplo, às imperfeições de barras axialmente comprimidas) e ao alto índice de confiabilidade considerado (maior que o da norma brasileira).

6 CONCLUSÕES

6.1 Generalidades

Neste trabalho foi realizado um estudo sobre o fenômeno da flambagem lateral com torção da viga de aço castelada.

Primeiramente foi desenvolvido um modelo numérico utilizando-se o programa ABAQUS (HIBBIT *et al.*, 1998) para o estudo da flambagem lateral com torção de vigas de aço de alma cheia, com o objetivo de se verificar a adequabilidade da metodologia de implementação das não-linearidades aos modelos, dos parâmetros de controle e da acuidade dos resultados, uma vez que, para esse tipo de análise existe um grande número de resultados teóricos, numéricos e experimentais na literatura.

Em seguida foi feita a análise numérica para o estudo da flambagem lateral com torção de vigas casteladas, primeiramente em regime elástico, de modo adequar o processo para essas vigas e, em seguida, foi feito o acoplamento das não-linearidades aos modelos, prevendo assim o comportamento inelástico e a influência das tensões residuais. Para aferição do modelo foram simuladas vigas ensaiadas por NETHECORT & KERDAL (1982), obtendo-se assim resultados muito próximos.

Com o modelo aferido foram processadas vigas casteladas dos padrões Peiner e anglo-saxônico, originadas dos perfis W150x18, W360x51 e W610x140, fabricados no Brasil pela GERDAU AÇOMINAS. Essas vigas foram submetidas a três tipos de carregamento, momento constante, carga uniformemente distribuída e carga concentrada, aplicadas na semi-altura da seção transversal. As vigas foram consideradas biapoiadas e com vínculos de garfo nas extremidades. Os vãos, sempre tomados iguais aos comprimentos destravados, variaram de valores muito reduzidos, em que o colapso se dá em regime inelástico, a valores iguais a vinte vezes a altura da viga, nos quais a flambagem ocorre em regime elástico.

Com os momentos resistentes (M_{Rk}) obtidos através da análise numérica para vigas casteladas foram feitas comparações com os valores fornecidos pela ABNT NBR 8800:2008 para vigas de alma cheia com os perfis originais e com perfis hipotéticos de mesma altura das casteladas. Foram também feitas comparações com os valores obtidos aplicando-se, sem modificação, a formulação da ABNT NBR 8800:2008 às vigas casteladas, com as propriedades geométricas da seção transversal considerada no centro das aberturas.

6.2 Sobre o procedimento proposto

Após as comparações feitas no Capítulo 4 percebeu-se que para vigas com grandes vãos, os momentos resistentes calculados de acordo com a Eq. (5.3), utilizando-se as propriedades geométricas da seção transversal consideradas no centro das aberturas, são inferiores em até 10% em relação aos momentos resistentes obtidos pela análise numérica.

Percebeu-se que para vãos menores que $1,20L_r$, para vigas submetidas a momento constante, a flambagem lateral com torção já acontecia em regime inelástico. Notou-se que para vãos muito pequenos as vigas conseguiam atingir apenas a momentos próximos de 88% a 95% do momento de plastificação (M_{pl}), devido ao efeito da distorção e outros efeitos localizados, que já eram notados na análise linear na obtenção dos modos de flambagem, o que diminuiu a capacidade resistente.

Dessa maneira foi proposto um método que adota a formulação da ABNT NBR 8800:2008 para vigas de alma cheia, utilizando-se as propriedades da seção

transversal no centro das aberturas e a constante de empenamento utilizada por KOHNEHPOOSHI & SHOWKATI (2009) e aumentando em 20% o comprimento relacionado ao início do escoamento (L_r) de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, limitando-se também o momento fletor resistente máximo a 90% do momento de plastificação.

Esse procedimento, como se pode perceber no Cap. 5, representa bem os momentos resistentes para vigas casteladas. No entanto observa-se que para vigas submetidas a carga uniformemente distribuída e carga concentrada, a distorção da alma se intensifica à medida que o vão das vigas diminui, devido ao aumento da força cortante. Assim a capacidade resistente também diminui consideravelmente, o que também foi concluído nos estudos de SWEEDAN (2011) e ELLOBODY (2011).

Outros fenômenos acontecem devido aos altos valores de força cortante como o mecanismo Vierendel, e a flambagem do montante da alma, estudado por DEMIRJIAN (1999), que também reduzem a capacidade resistente. Não foi possível, assim, o estudo do fenômeno da flambagem lateral com torção isolado para vãos pequenos, ou seja, em regime inelástico.

Já em relação ao procedimento que segue a recomendação de LAKUSIC (2008), percebe-se que devido ao alto índice de confiabilidade da norma europeia EN 1993-1-1:2005 e à consideração de imperfeições como nas barras axialmente comprimidas, este fornece momentos resistentes bem abaixo dos obtidos pela análise numérica.

6.3 Sugestão para estudos futuros

Como o objetivo principal deste trabalho foi o estudo do estado-limite da flambagem lateral com torção e a proposição de um procedimento para o cálculo do momento resistente nominal para vigas casteladas, viu-se a necessidade de ensaios de laboratórios e análises numéricas com o objetivo de conhecer melhor o efeito da distorção da alma e efeitos locais como o mecanismo Vierendel, flambagem do montante da alma devido a força cortante, formação de rótulas plásticas entre outros, exercem sobre a capacidade resistente de vigas curtas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 8800:2008. Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*.

ABREU, L. M. P. *et. al.* (2010) Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço celulares. In: *Associação Argentina de Mecânica Computacional*. Buenos Aires. Vol. XXIX, p. 7255-7271.

ALMEIDA A. C. B. (2006) *Análise Inelástica de Pórticos Planos Considerando a Plasticidade Distribuída e o Efeito das Tensões Residuais nos Perfis Estruturais de Aço*. 2006. 165 p. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

AMERICAN NATIONAL STANDARD ANSI/ AISC, 360-05. *Specification for Structural Steel Building*. AISC. Chigaco, Illionoi, USA. 2005.

BEZERRA, E.M. *et. al.* (2010) Determinação do Momento Fletor Resistente à flambagem Lateral com Torção de Vigas de Aço Casteladas, *Anais das XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, San Juan, Argentina.

BLODGETT W. (1996) *Design of Welded Structures*. 14ª edição. Cleveland: The James F. Lincoln Arc Welding Foundation.

BOYER J.P. (1964) Castellated Beams – New Developments. *AISC Engineering Journal*. Mai. p. 104-8.

BRADLEY, T.P. (2003) *Stability of Castellated Beams During Erection*. Master's Thesis – Virginia Tech.

BRASIL. *Manual Brasileiro de Estruturas Metálicas*. Volumes I, II e III. Brasília: Ministério da Indústria, 1988.

British Standards Institution (BSI), (2001) -“*Structural use of steelwork in building- Part1: Code of practice for design- Rolled and welded sections*”, BS 5950-1:2000.

BS EN 1993-1-1: 2005, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruxelas. 2003.

CALENZANI, A. F. G. *et. al.* (2005) Determinação do carregamento crítico de vigas celulares de aço para flambagem lateral com torção. *Revista de Engenharia Ciência e Tecnologia*.

CASTRO E SILVA, A. L. R. (2006) *Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à compressão uniaxial*. Tese de doutorado, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

CHEN W. F.; LUI E. M. (1987) *Structural Stability: Theory and Implementation*. New York: Elsevier Science. 490 p.

CORUS. Disponível em <http://www.corusconstruction.com/en/>. Acessado em março de 2009.

DARWIN, D. (1990), *Steel and Composite Beams with Web Openings*, Steel Design Series No. 2, American Institute of Steel Construction, Chicago.

DEMIRDJIAN, S. (1999) *Stability of castellated beam webs*. 88 p. Dissertação de Mestrado. Department of Civil Engineering and Applied Mechanics – McGill University, Montreal.

EARLS, C. J. (1999) Effects of material property stratification and residual stresses on single angle flexural ductility. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 51, p. 147-75.

ELLOBODY, E. (2011) Interaction of buckling modes in castellated steel beams. *Journal of Constructional Steel Research*. No. 67. p. 814-25.

GALAMBOS, T.V. (1988) *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. 4ª edição. A Wiley – Interscience.

GAMA, F. O. M. *et. al.* (2010) Simulação numérica de estabilidade lateral de vigas celulares de aço com aberturas na alma de geometria poligonal.. *Congresso Libero-Latino-Americano de Métodos Computacionais em engenharia (CILAMCE)*, Rio de Janeiro.

GRUMBAUER, B. V. (2009) Disponível em <http://www.grumbauer.nl/>, Acessado em janeiro de 2009.

HACKBARTH JÚNIOR, H. (2006) *Estudo da Flambagem Lateral com Torção de Vigas de Aço de Alma Senoidal*. 131 p. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

HIBBITT; KARLSSON; SORENSEN. *ABAQUS/Standard – User's manual*. 1998. Vol. I, II e III, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc, EUA.

KERDAL, D.; NETHECORT, D. A. (1984) Failure modes for castellated beams. *Journal of Construction Steel Research*. Vol. 4. p. 295-315.

KOHNEPOOSHI, O.; SHOWKATI. H. (2009) Numerical modeling and structural behavior of elastic castellated section. *European Journal of Scientific Research*. No. 31. Vol. 2. p. 306–18.

LAKUSIC, V., DZEBA, I. e ANDROIE, B. (2008) The Buckling curve for lateral-torsional buckling resistance of castellated beams. EUROSTEEL 2008: Graz, Austria, p. 1587-92.

LIU T. C. H.; CHUNG K.F. (2003) Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: finite element investigation. *Journal of Construction Steel Research*. No. 59. p. 1159-76.

MOHEBKAAH A. (2004) The moment – gradient factor in lateral – torsional buckling on inelastic castellated beams. *Journal of Construction Steel Research*. No. 60. p. 1481-94.

MOHEBKAAH A.; SHOWKATI H. (2005) Bracing requirements for inelastic castellated beams. *Journal of Construction Steel Research*. No 61. p. 1373-86.

NETHECORT, D. A.; KERDAL, D. (1982) Lateral-torsional buckling of castellated beams. *The structural engineer*. Vol. 60B. No 3. Set.

PATTANAYAK, U. C; CHESSON, E. (1974) Lateral instability of castellated beams. *Engineering Journal*. AISC. 1974. No. 3. 3d quarter. p. 73-9.

RADIC, I; MARKULAK, D.; VAREVAC, D. (2008) Numerical Simulation of Lateral Stability of Castellated Beams. EUROSTEEL 2008: Graz , Austria. p. 1593-98.

REIS, A. L. F. (1996) *O Método da Energia aplicado à Flambagem Lateral com Torção de Vigas de Aço*. 155 p. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

SALMON, C.G.; JOHNSON, J.E. (1990). *Steel Structures, Design and Behaviour*, Ed. Harper & Row, New York

SAYED-AHMED, E. Y. (2005) Lateral torsion-flexure buckling of corrugated web steel girders. *Structures & Building*. No. 158. Issue SBI. p. 53-69.

SHOWKATI, H. (2008) Lateral-Torsional Buckling of Castellated Beams. *Iranian Journal of Science & Technology*. No. B2. Vol. 32. p. 153-56.

SINGER, L. (2005) State of the art. *North American Steel Construction Conference: Modern Steel Construction (NASCC)*, Montreal, Québec, Canadá.

SOUZA, L.A. (1999) *Flambagem Lateral com torção de vigas de aço em regime elasto-plástico*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

SWEEDAN, A. M. I. (2011) Elastic lateral stability of I-shaped cellular steel beams. *Journal of Constructional Steel Research*. No. 67. p. 151-63.

THEVENDRAN, V.; SHANMUGAM, N. E. (1991) Lateral Buckling of Doubly Symmetric Beams Containing Openings. *Journal of Engineering Mechanics*. ASCE. No.7. Vol. 117. p. 1427-41.

TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. (1961). *Theory of elastic stability*. 2ª edição. New York: McGraw-Hill Kohskusha.. 541 p.

TOPRAC, A; COOKE B.R.(1959). An experimental investigation of open-web beams. *Welding research council bulletin series*. No 47.

TRAHAIR, N. S. (1993) *Flexural – torsional buckling of structures*. London: E&FN Spon. 360 p.

ZIRAKIAN, T.; SHOWKATI, H. (2006) Distortional buckling of castellated beams. *J. Construct. Steel Research*. No. 9. Vol. 62. p. 863-71.