

GIULIANA DE ANGELO FERRARI

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS
ALVEOLARES MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2013

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

F375s
2013

Ferrari, Giuliana de Angelo, 1987-
Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas
alveolares mistas de aço e concreto / Giuliana de Angelo
Ferrari. – Viçosa, MG, 2013.
xv, 125f. : il. (algumas color.) ; 29cm.

Orientador: Jospe Luiz Rangel Paes
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.
Referências bibliográficas: f. 120-125

1. Construção mista. 2. Aço - Estruturas. 3. Simulação
(Computadores). 4. Métodos dos elementos finitos.
I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de
Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.17

GIULIANA DE ANGELO FERRARI

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS
ALVEOLARES MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 04 de fevereiro de 2013

Prof. Gustavo de Souza Veríssimo
(Coorientador)

Prof. José Carlos Lopes Ribeiro

Prof. João Batista Marques de Sousa Júnior

Prof. José Luiz Rangel Paes
(Orientador)

A Deus, tudo pra mim.

*Aos meus pais, Evandro e Elisa,
exemplos de amor e honestidade.*

*Ao meu irmão Guilherme,
pela amizade de uma vida.*

*Ao meu namorado Michel,
por compartilhar mais essa jornada comigo*

AGRADECIMENTOS

A *Deus*, por dirigir os meus passos.

Aos *meus pais, Evandro e Elisa*, por terem me educado nos caminhos de Deus e me ensinado valores verdadeiros.

Ao *meu irmão Guilherme*, meu grande amigo, pelo apoio incondicional.

Ao meu namorado, *Michel*, pela cumplicidade e incentivo desmedidos.

Ao *Prof. José Luiz Rangel Paes*, pela amizade adquirida durante esse tempo de convívio, pelo apoio, e pela orientação neste trabalho.

Ao *Prof. Gustavo de Souza Veríssimo*, pela amizade, pelos conselhos, pelas lições de vida e pela participação efetiva na concretização deste trabalho.

Aos *Professores José Carlos Lopes Ribeiro, José Maria Franco de Carvalho, Jorge Douglas Bonilla Rocha e Carlos Alexander Recarey Morfa* pelas discussões e compartilhamento de informações sobre Vigas Alveolares e Método dos Elementos Finitos.

Aos colegas de mestrado e REUNI, *Halley, Luiza, Eliane, Maila, Washington, Carlos Augusto, Débora e Mari* pelos momentos de descontração, pelo convívio sempre agradável e pelo estímulo na finalização desse trabalho.

Aos colegas *André e Rafael*, pelo auxílio na fase final dessa conquista.

A *todos os professores do Setor de Estruturas do DEC-UFV e do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG*, pela atenção e disponibilidade sempre que necessário.

À *Universidade Federal de Viçosa* e ao *Departamento de Engenharia Civil*, pela oportunidade e suporte.

Ao *Programa de Apoio a Planos de Reestruturação e Expansão das Universidades Federais – REUNI*, pela concessão da bolsa e oportunidade de execução de mais esse projeto.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	xii
RESUMO	xiv
ABSTRACT	xv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivos.....	6
1.3 Justificativa e relevância do tema	6
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	8
2.1. Histórico sobre o desenvolvimento de vigas alveolares.....	8
2.2. Características geométricas das vigas alveolares.....	12
2.2.1. <i>Propriedades da seção transversal.....</i>	<i>13</i>
2.2.2. <i>Padrões geométricos.....</i>	<i>15</i>
2.3. Detalhes construtivos.....	17
2.4. Comportamento estrutural.....	18
2.4.1. <i>Estudos analíticos.....</i>	<i>18</i>
2.4.2. <i>Análises experimentais.....</i>	<i>21</i>
2.4.3. <i>Análises numéricas</i>	<i>22</i>
2.5. Modos de colapso	27
2.5.1. <i>Colapso por formação de mecanismo plástico</i>	<i>27</i>
2.5.2. <i>Colapso da viga por flambagem lateral com torção acompanhada de</i> <i>distorção da alma.....</i>	<i>28</i>
2.5.3. <i>Colapso por flambagem do montante de alma.....</i>	<i>30</i>
2.5.4. <i>Ruptura do montante de alma por cisalhamento</i>	<i>32</i>
2.6. Análise não-linear	33
2.6.1. <i>Influência das imperfeições iniciais.....</i>	<i>34</i>
2.6.2. <i>Métodos para resolução do sistema de equações não-lineares.....</i>	<i>35</i>
2.6.3. <i>Modelo de Dano com Plasticidade</i>	<i>38</i>
2.6.4. <i>Interação Aço-Concreto.....</i>	<i>40</i>
2.6.5. <i>Ensaio Push-Out.....</i>	<i>42</i>
3. O MODELO NUMÉRICO	44
3.1. Considerações preliminares.....	44
3.2. Geometria do modelo	44

3.3. Comportamento dos materiais.....	48
3.3.1. Modelo constitutivo para o concreto	48
3.3.2. Modelo constitutivo para o aço.....	53
3.4. Condições de contorno.....	53
3.5. Interação entre o aço e o concreto	54
3.6. Estratégias de análise	56
3.6.1. Análise de flambagem elástica.....	56
3.6.2. Análise não-linear material e geométrica.....	57
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	59
4.1. Modelo MR-B2.....	59
4.1.1. Descrição do modelo experimental.....	59
4.1.2. Descrição do modelo numérico	61
4.1.3. Resultados.....	63
4.1.4. Análise dos resultados.....	67
4.2. Modelo MR-B5.....	68
4.2.1. Descrição do modelo experimental.....	68
4.2.2. Descrição do modelo numérico	70
4.2.3. Resultados.....	72
4.2.4. Análise dos resultados.....	76
4.3. Modelo Ulster-1A.....	78
4.3.1. Descrição do modelo experimental.....	78
4.3.2. Descrição do modelo numérico	81
4.3.3. Resultados.....	83
4.3.4. Análise dos resultados.....	87
4.4. Modelo Ulster-1B.....	88
4.4.1. Descrição do modelo experimental.....	88
4.4.2. Descrição do modelo numérico	90
4.4.3. Resultados.....	94
4.4.4. Análise dos resultados.....	97
4.5. Modelo RWTH-B3.....	98
4.5.1. Descrição do modelo experimental.....	98
4.5.2. Descrição do modelo numérico	100
4.5.3. Resultados.....	102
4.5.4. Análise dos resultados.....	105
4.6. Avaliação dos modos de colapso identificados.....	106
5. CONCLUSÕES.....	116
5.1. Conclusões Gerais.....	116
5.2. Sugestões para trabalhos futuros	119
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Modelos experimentais e modelos numéricos correspondentes.	59
Tabela 2 - Resultados dos ensaios de tração para a viga <i>Beam</i> 1A.	80
Tabela 3 - Resultados dos ensaios de tração realizados para a viga RWTH <i>Beam</i> 3...	100

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Fabricação de viga castelada: corte com máquinas CNC e soldagem (GEMPERLE, 2007).	2
Figura 1.2 – Esquema do procedimento utilizado na fabricação de vigas casteladas (a) sem chapa intermediária e (b) com chapa intermediária (GRÜNBAUER, 2012).	3
Figura 1.3 – Diversas tipologias de vigas alveolares quanto à forma dos alvéolos (VIEIRA, 2011).	3
Figura 1.4 – Fabricação de viga celular: corte com máquinas CNC e soldagem (WESTOK, 2012).	4
Figura 1.5 – Diversas tipologias de vigas alveolares quanto à forma da viga (WESTOK, 2012).	4
Figura 1.6 – Integração das vigas alveolares com instalações e sistemas de forro (WESTOK, 2012).	5
Figura 1.7 – Versatilidade arquitetônica das vigas alveolares (WESTOK, 2012).	5
Figura 1.8 – As vigas alveolares são particularmente apropriadas para grandes vãos (WESTOK, 2012).	5
Figura 2.1 – Tipos e nomenclaturas para vigas alveolares (SILVEIRA, 2011).	12
Figura 2.2 – Identificação dos elementos das seções transversais (SILVEIRA, 2011). ..	13
Figura 2.3 – Geometria do padrão LITZKA (SILVEIRA, 2011).	15
Figura 2.4 – Geometria do padrão PEINER (SILVEIRA, 2011).	15
Figura 2.5 – Geometria do padrão ANGLO-SAXÃO (SILVEIRA, 2011).	16
Figura 2.6 – Geometria para fabricação de vigas celulares (SILVEIRA, 2011).	17
Figura 2.7 – Detalhe do fechamento de alvéolos na região de apoio das vigas (ARCELORMITTAL, 2012).	17
Figura 2.8 – Detalhe do fechamento de metade de um alvéolo em região de carga concentrada (ARCELORMITTAL, 2012).	18
Figura 2.9 – Utilização de anéis de reforço na região das aberturas da viga castelada (TDBPROJETOS, 2012).	18
Figura 2.10 – Confronto entre resultados Numérico e Experimental, para $f_t/f_{ck} = 0,12$ (KIRCHHOF et al., 2003).	24
Figura 2.11 – Técnicas de modelagem de elementos finitos: (a) FE-SS (b) FE-BS (GIZEJOWSKI E SALAH, 2011).	26
Figura 2.12 – Aspecto da deformada de uma viga castelada após ensaio sob carga uniformemente distribuída (KANNING, 1976).	27

Figura 2.13 – Mecanismo Vierendeel (KANNING, 1976).....	28
Figura 2.14 – Flambagem lateral com torção (a) ABREU <i>et al.</i> , 2010; (b) RADÍĆ <i>et al.</i> , 2009.	28
Figura 2.15 – Flambagem lateral com torção acompanhada de distorção da alma em viga com mesa superior travada (adaptado de ZIRAKIAN e SHOWKATI, 2006).	29
Figura 2.16 – Viga castelada em colapso por flambagem lateral com torção (TKALČEVIĆ <i>et al.</i> , 2007).	30
Figura 2.17 – Flambagem do montante de alma por cisalhamento (KERDAL e NETHERCOT, 1984).	30
Figura 2.18 - Flambagem do montante de alma de viga alveolar (a) celular (NADJAI <i>et al.</i> , 2008); (b) castelada (ZAAROUR E REDWOOD, 1996).	31
Figura 2.19 - Deformada de viga após flambagem do montante de alma por compressão obtida por meio de simulação numérica (VIEIRA, 2011).	32
Figura 2.20 - Modelo de viga castelada com plastificação na região da solda, ensaiada por Toprac e Cooke (1959).	32
Figura 2.21 - Comportamento de elemento ideal e real submetidos a uma força axial de compressão (ZIEMIAN, 2010).	34
Figura 2.22 - O Método de Newton-Raphson (adaptada de LOURENÇO, 1999).	36
Figura 2.23 - Resposta de uma estrutura que apresenta fenômenos de snap-through e snap-back	37
Figura 2.24 – Método de Riks modificado (adaptado de HIBBITT <i>et al.</i> , 2009).	38
Figura 2.25 – Relação força-deslizamento para conectores de cisalhamento (OLIVEIRA, 2007).	41
Figura 2.26 – Características de um ensaio <i>push-out</i> típico com conector <i>stud</i> , segundo a EN 1994-1-1:2004 (Cotas em milímetros).	42
Figura 3.1 – Modelo numérico tridimensional da viga alveolar mista.	45
Figura 3.2 – Detalhe do sistema de coordenadas adotado para uma viga alveolar mista.	45
Figura 3.3 – Elementos finitos utilizados no modelo numérico: (a) elemento C3D8R; (b) elemento S4R; (c) elemento S3 (HIBBITT <i>et al.</i> , 2009).	46
Figura 3.4 - Aspecto geral da malha de elementos finitos da laje de concreto.	47
Figura 3.5 - Aspecto geral da malha de elementos finitos da viga alveolar de aço.	47
Figura 3.6 – Detalhe da malha de elementos finitos da viga alveolar de aço, com destaque para a presença de alguns elementos S3, incorporados automaticamente pelo gerador de malha do ABAQUS para atender à geometria do modelo.	48

Figura 3.7 – Resposta do concreto a um carregamento uniaxial.	49
Figura 3.8 – Curva admitida para o concreto comprimido no modelo numérico (EN 1992-1-1:2004).	50
Figura 3.9 – Modelo de " <i>Tension-Stiffening</i> " para o concreto tracionado (adaptado de HIBBITT <i>et al.</i> , 2009).	51
Figura 3.10 – Curva Tensão × Deslocamento pós-pico para o concreto tracionado.	52
Figura 3.11 – Curva Tensão × Deformação para o aço.	53
Figura 3.12 – Representação das condições de contorno para os modelos de elementos finitos.	54
Figura 3.13 – Modo de flambagem de um modelo de viga alveolar mista, obtido por meio do ABAQUS.	57
Figura 4.1 – Características geométricas da viga <i>Beam 2</i> (Dimensões em milímetros).	60
Figura 4.2 – Características geométricas da forma de aço incorporada à laje (MEGHARIEF, 1997)	61
Figura 4.3 - Modo de flambagem escolhido para o modelo numérico MR-B2.	63
Figura 4.4 – Curva Força-Deslizamento (adaptado de MEGHARIEF, 1997).	63
Figura 4.5 - Curvas Carga × Flecha para os modelos <i>Beam 2</i> e MR-B2.	64
Figura 4.6 - Distribuição de tensões de Von Mises (kN/m ²) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico MR-B2.	65
Figura 4.7 - Distribuição de tensões S33 (kN/m ²) na laje de concreto para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico MR-B2.	65
Figura 4.8 - Distribuição de deslocamentos (m) na direção do eixo X da viga mista para um nível de carga pós-colapso correspondente a 95% da carga de máxima alcançada no modelo numérico MR-B2.	66
Figura 4.9 - Detalhe dos montantes de alma (com escala ampliada duas vezes) para um nível de carga pós-colapso correspondente a 95% da carga máxima alcançada no modelo numérico MR-B2.	66
Figura 4.10 - Curvas Carga × Flecha para os modelos <i>Beam 2</i> , MR-B2 considerando interação parcial e MR-B2 considerando interação completa.	67
Figura 4.11 - Características geométricas da viga <i>Beam 5</i> (Dimensões em milímetros).	69
Figura 4.12 - Curvas Carga × Flecha para os modelos <i>Beam 5</i> e MR-B5.	73
Figura 4.13 - Distribuição de tensões de Von Mises (kN/m ²) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico MR-B5.	74
Figura 4.14 - Distribuição de tensões S33 (kN/m ²) na laje de concreto para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico MR-B5.	75

Figura 4.15 - Curvas Carga \times Flecha para os modelos <i>Beam 5</i> , MR-B5 considerando interação parcial e MR-B5 considerando interação completa.	76
Figura 4.16 - Características geométricas da viga <i>Beam 1A</i> (Dimensões em milímetros).	79
Figura 4.17 - Características geométricas da forma de aço incorporada à laje (BAKE, 2010) (Dimensões em milímetros).	80
Figura 4.18 - Detalhe das restrições tipo "tie" pontual utilizadas na representação da interação aço-concreto.	82
Figura 4.19 - (a) Modo de flambagem escolhido na análise de flambagem elástica e (b) modo de colapso ocorrido no modelo experimental <i>Beam 1A</i> (NADJAI, 2005 <i>apud</i> BAKE, 2010).	83
Figura 4.20 - Curvas Carga \times Flecha para os modelos <i>Beam 1A</i> e <i>Ulster-1A</i>	85
Figura 4.21 - Distribuição de tensões de Von Mises (kN/m^2) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico <i>Ulster-1A</i>	85
Figura 4.22 - Distribuição de tensões S33 (kN/m^2) na laje de concreto para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico <i>Ulster 1-A</i>	86
Figura 4.23 – Distribuição de deslocamentos (m) na direção do eixo X da viga mista para um nível de carga pós-colapso correspondente a 95% da carga máxima alcançada no modelo numérico <i>Ulster-1A</i>	86
Figura 4.24 - Características geométricas da viga <i>Beam 1B</i> (Dimensões em milímetros).	89
Figura 4.25 - Restrições tipo "tie" pontual utilizadas na representação da interação aço-concreto.	92
Figura 4.26– (a) Modo de flambagem escolhido na análise de flambagem elástica e (b) modo de colapso ocorrido no modelo experimental <i>Beam 1B</i> (NADJAI, 2005 <i>apud</i> BAKE, 2010).	93
Figura 4.27– Curvas Carga \times Flecha para os modelos <i>Beam 1B</i> e <i>Ulster-1B</i>	95
Figura 4.28 - Distribuição de tensões de Von Mises (kN/m^2) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico <i>Ulster-1B</i>	95
Figura 4.29 - Distribuição de tensões S33 (kN/m^2) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico <i>Ulster-1B</i>	96
Figura 4.30 – Distribuição de deslocamentos (m) na direção do eixo X da viga mista para um nível de carga pós-colapso correspondente a 95% da carga máxima alcançada no modelo numérico <i>Ulster-1B</i>	96
Figura 4.31 - Características geométricas da viga RWTH <i>Beam 3</i> (Dimensões em mm).	99
Figura 4.32 - Detalhe das restrições tipo "tie" pontual utilizadas na representação da interação aço-concreto.	101

Figura 4.33 - Modo de flambagem escolhido na análise de flambagem elástica do modelo numérico RWTH-B3.....	102
Figura 4.34 - Curvas Carga \times Flecha para os modelos RWTH <i>Beam 3</i> e RWTH-B3.	103
Figura 4.35 - Distribuição de tensões de Von Mises (kN/m ²) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico RWTH-B3.....	104
Figura 4.36 - Distribuição de tensões S33 (kN/m ²) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico RWTH-B3.	104
Figura 4.37 – (a) Detalhe das deformações do montante de alma entre a 11 ^a e a 12 ^a abertura do modelo experimental RWTH <i>Beam 3</i> (NADJAI, 2005 <i>apud</i> BAKE, 2010) e (b) distribuição de deslocamentos na direção do eixo X do mesmo montante, obtida por meio do modelo numérico RWTH-B3.	105
Figura 4.38 - Modo de colapso observado na viga MR-B2: flambagem do montante de alma por cisalhamento.	108
Figura 4.39 - Modo de colapso observado na viga Ulster-1A: flambagem do montante de alma por cisalhamento.....	109
Figura 4.40 - Modo de colapso observado na viga Ulster-1B: flambagem do montante de alma por cisalhamento.....	110
Figura 4.41 - Modo de colapso observado na viga MR-B5: formação de mecanismo plástico por flexão.	111
Figura 4.42 – Diagrama de esforço cortante e diagrama de momento fletor para viga sujeita a carga concentrada no meio do vão com destaque para a possível região de ocorrência do mecanismo Vierendeel.	112
Figura 4.43 – Diagrama de esforço cortante e diagrama de momento fletor para viga sujeita a carga uniformemente distribuída com destaque para a possível região de ocorrência do mecanismo Vierendeel.	113
Figura 4.44 – Desenho esquemático de viga com enrijecedores.....	114
Figura 5.1 - Gráfico comparativo entre os modelos numéricos e experimentais.	118

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a_o	maior largura do alvéolo
b_f	largura da mesa do perfil original
b_w	menor largura do montante de alma
d	altura total do perfil original
d_g	área total da seção da viga alveolar
f_{cm}	resistência média à compressão do concreto
f_y	tensão de escoamento do aço
h_o	altura do alvéolo
h_t	altura do tê (ou cordão)
p	passo = distância entre centros de alvéolos adjacentes
s	lance = meio passo (distância que uma das metades do perfil cortado longitudinalmente é deslocada em relação à outra para montar o perfil alveolado)
t_f	espessura da mesa do perfil original
t_w	espessura da alma do perfil original
u_{10}	deformação na ruptura
y_a	distância do centro de gravidade do cordão à borda superior do alvéolo
y_b	distância do centro de gravidade do cordão à face externa da mesa superior
y_o	distância do centro de gravidade do cordão ao eixo da viga
A_t	área da seção transversal de um cordão
D_o	diâmetro do alvéolo (no caso de alvéolo circular)
E	modulo de elasticidade longitudinal do material
G_f	energia de fratura;
I_t	momento de inércia de um cordão em relação ao seu eixo baricêntrico
M	momento fletor
M_{plo}	momento de plastificação da viga alveolar na seção do alvéolo
P_E	carga crítica de flambagem
V	força cortante
V_{cr}	força cortante crítica que provoca flambagem do montante de alma

W_t módulo resistente elástico do cordão em relação à borda do alvéolo
 W_{x0} módulo resistente elástico da seção da viga alveolar
 Z_{x0} módulo resistente plástico da seção da viga alveolar

Δ_i imperfeição inicial
 ε_{c1} extensão correspondente à tensão máxima
 λ_w esbeltez de alma
 v_0 distância entre o eixo médio da viga e a linha neutra da semi-seção T
 σ_c tensão de compressão do concreto
 σ_{t0} resistência do concreto à tração
 τ_y tensão correspondente ao escoamento por cisalhamento
 $\sqrt{\Phi\Psi}$ parâmetro obtido em função da geometria das aberturas

MEF Método dos Elementos Finitos

RESUMO

FERRARI, Giuliana de Angelo. M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2013. **Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto.** Orientador: José Luiz Rangel Paes. Coorientador: Gustavo de Souza Veríssimo.

As vigas alveolares são obtidas de perfis de aço tipo I ou H, a partir da expansão da alma dos mesmos, o que gera um ganho de inércia, mantendo-se a mesma massa do perfil original. As estruturas mistas de aço e concreto têm sido uma alternativa cada vez mais empregada na construção civil por oferecerem vantagens construtivas e econômicas em relação a outras tecnologias construtivas. O interesse por vigas alveolares mistas surge como consequência do uso de vigas alveolares em sistemas de piso, já que a solução mista pode contribuir ainda mais com o ganho de inércia e de resistência última. O objetivo principal deste trabalho é a avaliação do comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto, obtidas a partir de perfis laminados, por meio de simulação numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos. Para o desenvolvimento do modelo numérico utilizou-se o programa computacional ABAQUS, considerando-se a não-linearidade material e geométrica. O modelo numérico desenvolvido permite considerar diferentes graus de interação entre aço e concreto, com a transmissão de parte (interação parcial) ou da totalidade (interação completa) do fluxo de cisalhamento que ocorre na interface entre a laje de concreto e a viga de aço. Para validação do modelo numérico foram analisados cinco modelos experimentais de vigas alveolares mistas de aço e concreto, com aberturas simétricas, cujos resultados de ensaio estão disponíveis na literatura. O modelo numérico desenvolvido foi capaz de representar adequadamente o comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto, tanto no que se refere à capacidade última dos elementos estruturais, como no que se refere aos modos de colapso identificados. As estratégias adotadas para simular a interação entre aço e concreto permitiram reproduzir os fenômenos observados nos modelos experimentais, para os diferentes tipos de abertura e graus de interação entre aço e concreto.

ABSTRACT

FERRARI, Giuliana de Angelo. M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2013. **Numerical Modeling of Structural Behavior of Composite Castellated Beams of Steel and Concrete.** Adviser: José Luiz Rangel Paes. Co-adviser: Gustavo de Souza Veríssimo.

Castellated beams are fabricated from rolled I-beams. The web of the section is cut by flame along the longitudinal axis according to a zigzag trace. The two halves are then welded together to produce a beam of greater depth with a sequence of openings in the web. The resulting beam has a larger section modulus and greater bending rigidity than the original section, without an increase in weight. Composite structures of steel and concrete have been an alternative increasingly employed in the construction industry by offering constructive and economic advantages over other building technologies. The interest in composite castellated beams arises as a result of the use of castellated beams in floor systems, since the composite solution can further contribute increasing inertia and ultimate strength.. The main objective of this work is the evaluation of the structural behavior of composite castellated beams of steel and concrete, obtained from numerical simulation using the Finite Element Method. For development of the numerical model the computer program ABAQUS was used considering geometric and material nonlinearity. The numerical model allows to consider different degrees of interaction between steel and concrete with partial or full transmission of the shear flow that occurs at the interface between the concrete slab and the steel beam. In order to validate the numerical model, five experimental models of composite castellated beams of steel and concrete, with symmetrical openings, whose test results are available in the literature, were analyzed. The numerical model is able to adequately represent the structural behavior of composite castellated beams of steel and concrete, including the ultimate capacity and failure modes identified. The strategies adopted to simulate the interaction between steel and concrete allowed to reproduce the phenomena observed in experimental models for different types of openings and different degrees of interaction between steel and concrete.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Os sistemas estruturais mistos têm sido uma alternativa cada vez mais empregada na engenharia da construção civil por oferecerem vantagens construtivas e econômicas em relação aos sistemas estruturais não-mistos. Algumas dessas vantagens estão ligadas ao fato de que, nos sistemas mistos, o concreto trabalha fundamentalmente à compressão e o aço à tração. O concreto tem boa resistência à compressão e baixa resistência à tração. O aço apresenta seu melhor desempenho quando tracionado. Assim, nos sistemas mistos procura-se fazer com que cada material trabalhe na condição em que apresenta seu melhor desempenho.

Uma das vantagens do trabalho solidário entre o aço e o concreto nos sistemas mistos é a possibilidade de se reduzir a seção de aço, visto que o concreto resiste a uma parte do carregamento. Segundo Queiroz (2001) no caso específico das vigas, a redução do peso pode ser de 20% a 40% em um sistema bem dimensionado.

No entanto, frequentemente na construção metálica o dimensionamento das peças fletidas é condicionado por limitações de flecha e não de resistência. Neste caso, os perfis trabalham sob tensões relativamente baixas, o que pressupõe maior necessidade de rigidez do que de resistência. Considerando-se que as flechas são inversamente proporcionais ao momento de inércia da seção, e que esta, depende fundamentalmente da área de seus banzos e do

quadrado de sua altura, a forma mais econômica de aumentar o momento de inércia e, em consequência, reduzir as deformações, é aumentar a altura da seção mantendo a área dos banzos (VIEIRA, 2011).

Com base nessa premissa surgem soluções como as vigas treliçadas e as vigas alveolares. Embora para a produção de vigas alveolares seja necessário maior gasto com material, estas mantêm sua competitividade com relação às vigas treliçadas por serem de manuseio mais fácil e propiciarem menor custo no processo de pintura.

As vigas alveolares são obtidas a partir de perfis I laminados produzidos pela indústria. Esses perfis são cortados ao meio, no sentido longitudinal, de modo que as duas metades possam ser reposicionadas e soldadas mais afastadas uma da outra (Figura 1.1). Dessa maneira, conseguem-se peças com maior altura da seção e com inércia superior, mantendo-se a mesma área da seção e, portanto, o mesmo peso da estrutura.



Figura 1.1 – Fabricação de viga castelada: corte com máquinas CNC¹ e soldagem (GEMPERLE, 2007).

Quanto à forma dos seus alvéolos, as vigas alveolares possuem diversas tipologias. A tipologia mais comum, denominada viga castelada, caracteriza-se por possuir aberturas hexagonais e possui essa nomenclatura, devido ao seu corte lembrar o formato das muralhas dos castelos, conforme Boyer (1964).

O esquema de fabricação das vigas casteladas é mostrado na Figura 1.2-a. Nota-se que aberturas octogonais podem ser obtidas pela inserção de chapas intermediárias, que propiciam o aumento da altura total da viga (Figura 1.2-b).

¹ Comando Numérico Computadorizado

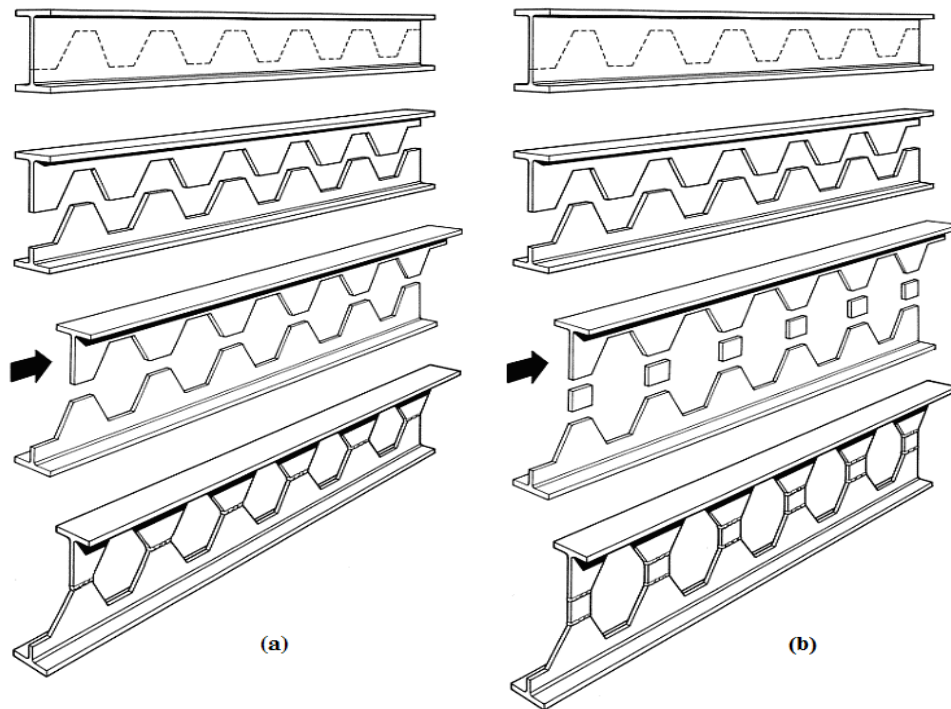


Figura 1.2 – Esquema do procedimento utilizado na fabricação de vigas casteladas (a) sem chapa intermediária e (b) com chapa intermediária (GRÜNBAUER, 2012).

Dependendo do traçado idealizado para o corte simétrico das vigas alveolares, pode-se obter diversos padrões de corte, exemplificados na Figura 1.3. Dentre esses padrões, a viga com alvéolos circulares, denominada viga celular, é uma das tipologias de vigas alveolares comumente utilizada (Figura 1.4). Apesar de para a produção padrão dessa tipologia serem necessários dois cortes, o que aumenta o custo e o tempo de produção, sua utilização tem sido cada vez mais difundida por esta tipologia possuir maior apelo estético.

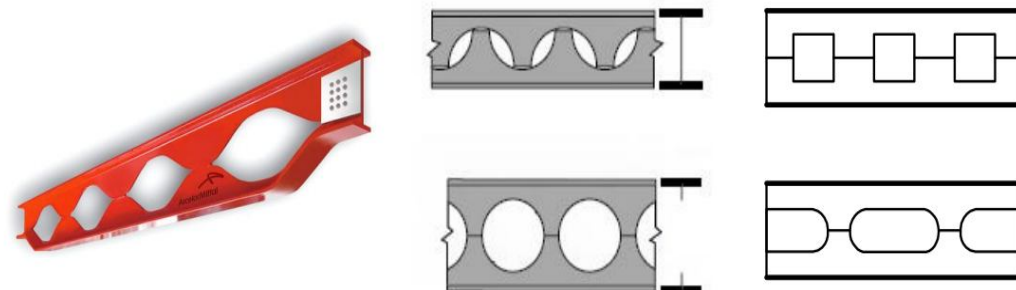


Figura 1.3 – Diversas tipologias de vigas alveolares quanto à forma dos alvéolos (VIEIRA, 2011).

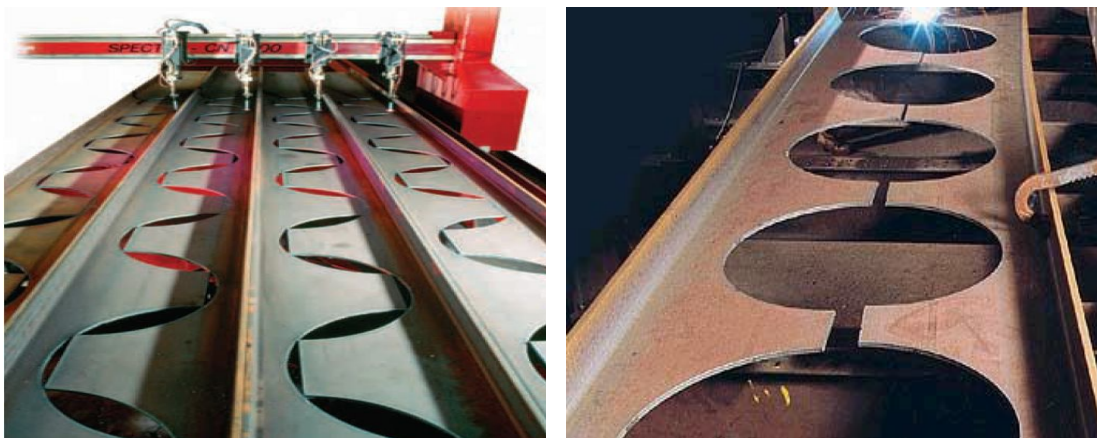


Figura 1.4 – Fabricação de viga celular: corte com máquinas CNC e soldagem (WESTOK, 2012).

Quanto à forma da viga, por sua vez, as vigas alveolares podem ser classificadas como viga alveolar reta (Figura 1.5-a), viga alveolar curva (Figura 1.5-b) e viga alveolar de inércia variável (Figura 1.5-c). As diversas tipologias quanto à forma da viga agregam a essa solução estrutural maior flexibilidade e potencial de aplicação nas diversas modalidades de construção.



(a) viga alveolar reta

(b) viga alveolar curva

(c) viga alveolar de inércia variável

Figura 1.5 – Diversas tipologias de vigas alveolares quanto à forma da viga (WESTOK, 2012).

A presença dos alvéolos na alma, no entanto, faz com que o comportamento estrutural dessas vigas seja diferenciado em diversos aspectos. As aberturas na alma e a presença da laje, nos casos em que se opta pela utilização de vigas alveolares mistas, modificam a importância dos modos de colapso possíveis e criam a possibilidade de novos modos. Esse comportamento diferenciado deve ser considerado adequadamente no cálculo estrutural para que se possa usufruir dos benefícios oferecidos pelas vigas alveolares: facilidade de

passar os dutos de serviço através da estrutura (Figura 1.6), versatilidade arquitetônica (Figura 1.7) e capacidade de vencer vãos maiores do que os perfis laminados convencionais (Figura 1.8).



Figura 1.6 – Integração das vigas alveolares com instalações e sistemas de forro (WESTOK, 2012).



Figura 1.7 – Versatilidade arquitetônica das vigas alveolares (WESTOK, 2012).



Figura 1.8 – As vigas alveolares são particularmente apropriadas para grandes vãos (WESTOK, 2012).

1.2 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto, obtidas a partir de perfis laminados, por meio de simulação numérica.

Para alcançar este objetivo, se estabelecem alguns objetivos específicos:

- desenvolver um modelo numérico de elementos finitos para vigas alveolares mistas;
- avaliar formas para representar de maneira adequada a interação entre aço e concreto;
- validar o modelo numérico desenvolvido, tomando como base os resultados de modelos experimentais disponíveis na literatura;
- avaliar os modos de colapso típicos de vigas alveolares mistas.

1.3 Justificativa e relevância do tema

As vigas alveolares de aço apresentam vantagens estéticas, construtivas e econômicas. Nas últimas décadas, essa solução voltou a se apresentar como uma alternativa competitiva dadas as possibilidades atuais de corte e solda automatizados, e ao fato de as seções de perfil I laminado produzidas hoje possuírem aço mais resistente e almas mais esbeltas do que os perfis existentes em meados do século XX, quando diversas pesquisas sobre vigas alveolares foram realizadas.

As vigas alveolares obtidas a partir dos perfis laminados atuais, quando testadas em laboratório, exibem novos modos de colapso, não previstos nos modelos de cálculo disponíveis até o momento. Em função desse quadro, a ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios - não prescreve modelos analíticos para o dimensionamento de vigas alveolares. Assim, o desenvolvimento de pesquisas relacionadas a essa solução construtiva é de grande interesse. Se por um lado as pesquisas relacionadas às vigas alveolares de aço são limitadas, por outro, aquelas relacionadas às vigas alveolares mistas são quase que inexistentes.

As pesquisas de caráter experimental requerem uma importante quantidade de recursos e de tempo. Por isso, é de grande importância dispor de uma metodologia de simulação numérica que permita avaliar o comportamento de vigas alveolares mistas com diferentes

graus de interação entre aço e concreto, de maneira realista. A evolução da simulação numérica desse tipo de solução dará o suporte necessário ao futuro desenvolvimento de modelos analíticos para o dimensionamento de vigas alveolares mistas e contribui para a difusão dessa solução no cenário da construção civil brasileira.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste Capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre diversos aspectos relacionados ao comportamento estrutural de vigas alveolares e vigas alveolares mistas, tendo como base trabalhos de pesquisa teóricos e experimentais desenvolvidos no contexto mundial sobre esses temas.

2.1. Histórico sobre o desenvolvimento de vigas alveolares

Como as vigas alveolares dependem de solda elétrica para serem construídas, seu desenvolvimento está intimamente relacionado com o desenvolvimento da tecnologia de solda elétrica na construção metálica, por volta do final da década de 1920.

As primeiras vigas casteladas de que se tem notícia foram projetadas e fabricadas na década de 1930 pelas fábricas Skoda, em Pilsner, na República Tcheca. Eram vigas para suportar uma cobertura, com vãos de 12 m, numa fábrica em Doudlevec (República Tcheca).

Segundo Knowles (1991) as vigas alveolares foram desenvolvidas por Geoffrey Murray Boyd devido à necessidade de obtenção de vigas para vencer grandes vãos. Como não havia disponibilidade de perfis laminados com maior altura, e nem equipamentos para a montagem de vigas com mesas de maior largura, Boyd pensou em cortar a alma das vigas e soldá-las, de forma a aumentar sua altura. Na patente, solicitada em 1937 e concedida pelo British Patent Office em 1939, as vigas alveolares foram definidas como vigas obtidas

a partir de perfis de aço cortados de forma sinuosa ou na forma de dentes com suas metades soldadas de forma a obter perfis com maior altura. Devido à Segunda Guerra Mundial, a invenção não progrediu comercialmente. Dessa maneira, os direitos da patente foram cedidos à United Steel Companies Limited.

Na década de 1950, destacam-se os trabalhos de Gibson e Jenkins (1957) e Toprac e Cooke (1959). Gibson e Jenkins (1957) realizaram um estudo analítico abordando vigas casteladas padrão Anglo-Saxão, produzindo um método aproximado de estimativa do carregamento último das vigas admitindo um comportamento de vigas Vierendeel. Toprac e Cooke (1959) realizaram um programa experimental no qual nove vigas casteladas foram ensaiadas com o objetivo estudar os modos de colapso, a capacidade de carga e o comportamento das vigas nos domínios elástico e plástico.

Na década de 1960, por sua vez, nota-se a presença de trabalhos nos quais investiga-se o processo de fabricação e os custos de produção das vigas alveolares (LITZKA, 1960; BOYER, 1964), além de estudos sobre as tensões e deformações nas vigas casteladas (KOLOSOWSKI, 1964). Nessa década, destaca-se também o trabalho de Humphrey e Sunley (1968 *apud* NETHERCOT e KERDAL, 1982), pioneiro na utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF) para a modelagem das vigas alveolares.

Na década de 1970, Galambos *et al.* (1973) publicaram um relevante estudo sobre a obtenção da razão ótima de expansão das vigas casteladas; Aglan e Redwood (1974 *apud* REDWOOD e DEMIRDJIAN, 1998) realizaram um estudo sobre a flambagem dos montantes de alma nas vigas casteladas e Pattanayak e Chesson (1974 *apud* NETHERCOT e KERDAL, 1982) realizaram um dos primeiros estudos sobre a flambagem lateral de vigas casteladas.

Já na década de 1980, nota-se o importante trabalho de Dougherty (1981), que realizou um estudo analítico-experimental da flambagem dos montantes de alma em vigas com aberturas na alma, propondo equações para a determinação do momento crítico de flambagem do montante com base na teoria de flambagem elástica.

Na mesma década, destacam-se também os ensaios experimentais com vigas casteladas realizados por Nethercot e Kerdal (1982) para estudar a flambagem lateral com torção e a

revisão bibliográfica apresentada por Kerdal e Nethercot (1984) relatando os diversos modos de colapso observados em dezoito programas experimentais anteriormente realizados com vigas casteladas, apresentando relações entre os modos de colapso e a geometria das vigas.

No fim da década, Monfort Leonart (1988) realizou um estudo das deformações nas vigas casteladas, chegando à conclusão de que os deslocamentos devidos ao cisalhamento são uma fração daqueles devidos à flexão. O autor também desenvolveu ábacos de fácil aplicação para o caso de vigas biapoiadas com carga uniformemente distribuída.

Nos primeiros anos da década de 1990, foram publicados diversos trabalhos sobre vigas mistas com aberturas.

Darwin e Lucas (1990) desenvolveram uma abordagem unificada de cálculo para tratar casos de aberturas com ou sem reforço e com ou sem excentricidade em vigas isoladas e mistas.

Cho e Redwood (1992a) apresentaram um estudo analítico de vigas mistas com grandes aberturas na alma. Um método de dimensionamento baseado no modelo de bielas e tirantes foi proposto. Foram utilizadas três configurações diferentes de distribuição de conectores para desenvolver as proposições; Cho e Redwood (1992b) ensaiaram nove modelos de vigas mistas com aberturas na alma com o objetivo de validar as equações baseadas no modelo de bielas e tirantes apresentadas anteriormente por eles. As equações de dimensionamento mostraram boa correlação com os resultados experimentais.

Fahmy (1995) propôs um método de dimensionamento de vigas mistas com aberturas retangulares na alma. O método proposto considerou os efeitos da largura e da altura da abertura, bem como da excentricidade da abertura em relação à meia altura da alma.

No fim da década, Benitez *et al.* (1998) realizaram uma avaliação de procedimentos de cálculo de flechas para vigas mistas com aberturas na alma. Para avaliar os modelos, as flechas calculadas foram comparadas com resultados experimentais de 25 corpos de prova ensaiados. Segundo o autor, geralmente a abertura na alma tem pouco efeito sobre os deslocamentos de uma viga mista e, para pequenas aberturas, é mais importante considerar

a influência do cisalhamento sobre os deslocamentos do que os efeitos de uma abertura na alma.

Na década seguinte, Redwood (2000) publicou um excelente trabalho no qual investigou o efeito da ação mista sobre o comportamento estrutural de vigas mistas casteladas. Foi detectado que a ação mista melhora a resistência ao mecanismo Vierendeel e aumenta a resistência da viga ao cisalhamento. No entanto, destacou-se que o escoamento e a flambagem da alma podem limitar os benefícios provenientes da construção mista.

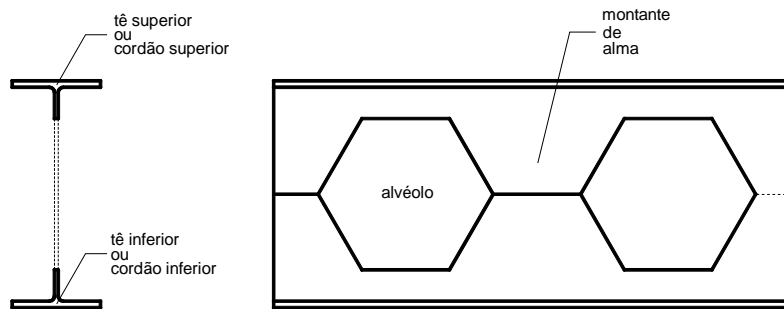
No final da década, destacam-se os trabalhos de Weil *et al.* (2008), que investigaram analiticamente o mecanismo de formação de rótulas plásticas em vigas contínuas com aberturas na alma e de El-Sawy *et al.* (2009), que empregaram o método dos elementos finitos para determinar a carga de flambagem elástica de colunas I com aberturas hexagonais na alma axialmente carregadas. Os autores concentraram-se na flambagem sobre o eixo de maior inércia. Análises numéricas foram realizadas para avaliar a redução da carga de flambagem das colunas casteladas devido às deformações de cisalhamento e flexão. Um procedimento simplificado foi desenvolvido para avaliar a carga de flambagem das colunas.

Recentemente, foram publicadas algumas dissertações de mestrado e artigos desenvolvidos na UFMG e na UFV referentes à flambagem lateral com torção de vigas celulares (ABREU *et al.*, 2010) e casteladas (BEZERRA *et al.*, 2010) e ao estudo do comportamento de vigas casteladas de aço com ênfase na instabilidade do montante de alma (VIEIRA, 2011) e na formação de rótulas plásticas (SILVEIRA, 2011).

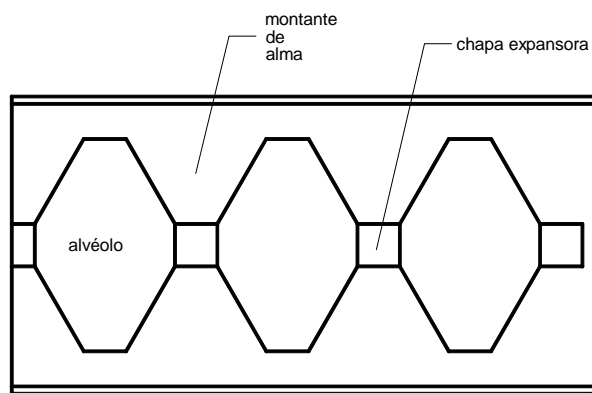
Seguindo a mesma linha de pesquisa dos trabalhos de Abreu *et al.* (2010) e Bezerra *et al.* (2010), Ellobody (2011) desenvolveu um estudo a respeito da flambagem lateral com torção e distorção. Foi desenvolvida uma série de análises numéricas com vigas casteladas padrão Litzka. Os resultados obtidos foram comparados com os métodos de dimensionamento de vigas de alma cheia propostos pela norma australiana, que se mostrou conservadora para a flambagem lateral com torção e pouco rigorosa para a flambagem por distorção.

2.2. Características geométricas das vigas alveolares

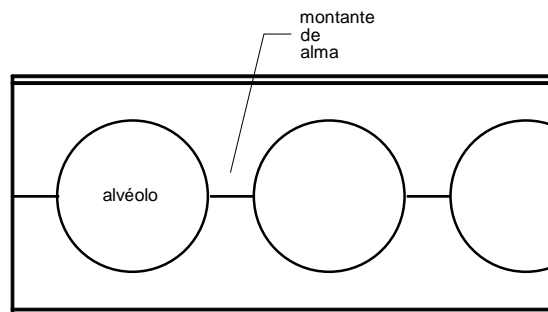
A fim de sistematizar o tratamento das vigas alveolares mistas, faz-se necessário estabelecer uma nomenclatura adequada para os elementos geométricos típicos das vigas alveolares. Na Figura 2.1 são apresentados alguns elementos típicos dessas vigas.



(a) viga castelada ou encastelada



(b) viga castelada com chapa expansora



(c) viga celular

Figura 2.1 – Tipos e nomenclaturas para vigas alveolares (SILVEIRA, 2011).

2.2.1. Propriedades da seção transversal

Na Figura 2.2 apresentam-se os principais elementos associados às seções transversais das vigas alveolares. As expressões para o cálculo de diversas propriedades da seção transversal são apresentadas na sequência.

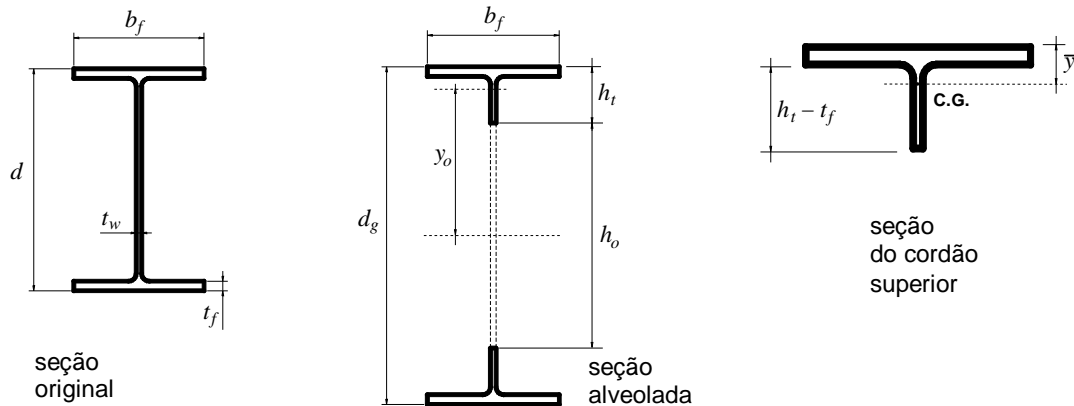


Figura 2.2 – Identificação dos elementos das seções transversais (SILVEIRA, 2011).

	(d = altura total da seção original)
$d_g = k.d$	(d_g = altura total da seção expandida)
	(k = razão de expansão = d_g/d)
$h_o = d$ se $k = 1,5$	(h_o = altura do alvéolo)
$h_t = \frac{d_g - h_o}{2}$	(h_t = altura total do cordão ou tê)
$A_t = t_f(b_f - t_w) + \frac{h_o \cdot t_w}{4}$	(A_t = área da seção transversal do cordão ou tê)
$y_o = \frac{h_o}{2} + h_t - \bar{y}$	(distância do C.G. do cordão ao eixo da viga)
$\bar{y} = \frac{b_f t_f^2 + h_t^2 t_w - t_f^2 t_w}{2(b_f t_f + h_t t_w - t_f t_w)}$	(posição do C.G. do cordão conforme a Figura 2.2)
$Z_{xo} = 2 A_t y_o$	(módulo resistente plástico da seção vazada)

$$I_{x_o} = 2 \left(I_t + A_t y_o^2 \right) \quad (\text{maior momento de inércia da seção vazada})$$

$$I_t = \frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\bar{y} - \frac{t_f}{2} \right)^2 + \frac{t_w (h_t - t_f)^3}{12} + t_w (h_t - t_f) \left(\bar{y} - \frac{h_t + t_f}{2} \right)^2$$

I_t = momento de inércia do cordão em relação ao seu C.G.

As variáveis adotadas para fazer referência aos elementos da viga e da seção transversal nas expressões de cálculo são listadas abaixo.

d	altura total do perfil original
b_f	largura da mesa do perfil original
t_f	espessura da mesa do perfil original
t_w	espessura da alma do perfil original
d_g	área total da seção da viga alveolar
h_t	Altura do tê (ou cordão)
A_t	área da seção transversal de um cordão
I_t	momento de inércia de um cordão em relação ao seu eixo baricêntrico
W_t	módulo resistente elástico do cordão em relação à borda do alvéolo
a_o	maior largura do alvéolo
h_o	altura do alvéolo
D_o	diâmetro do alvéolo (no caso de alvéolo circular)
y_o	distância do centro de gravidade do cordão ao eixo da viga
y_a	distância do centro de gravidade do cordão à borda superior do alvéolo
y_b	distância do centro de gravidade do cordão à face externa da mesa superior
b_w	Menor largura do montante de alma
W_{x_o}	módulo resistente elástico da seção da viga alveolar
Z_{x_o}	módulo resistente plástico da seção da viga alveolar
M	momento fletor
V	força cortante
f_y	resistência ao escoamento do aço
τ_y	tensão correspondente ao escoamento por cisalhamento
M_{plo}	momento de plastificação da viga alveolar na seção do alvéolo
p	passo = distância entre centros de alvéolos adjacentes

- s lance = meio passo (distância que uma das metades do perfil cortado longitudinalmente é deslocada em relação à outra para montar o perfil alveolado)

2.2.2. Padrões geométricos

Dentre os diversos padrões geométricos possíveis de vigas com alvéolos hexagonais, três padrões se destacaram ao longo da história: o padrão Litzka (Figura 2.3), o padrão Peiner (Figura 2.4) e o padrão Anglo-Saxão (Figura 2.5).

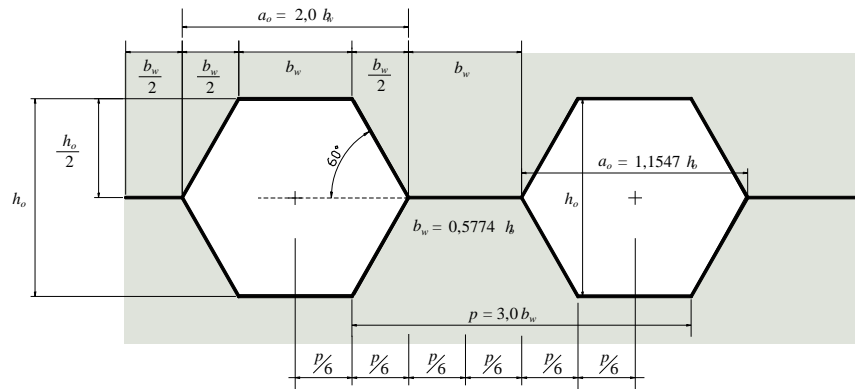


Figura 2.3 – Geometria do padrão LITZKA (SILVEIRA, 2011).

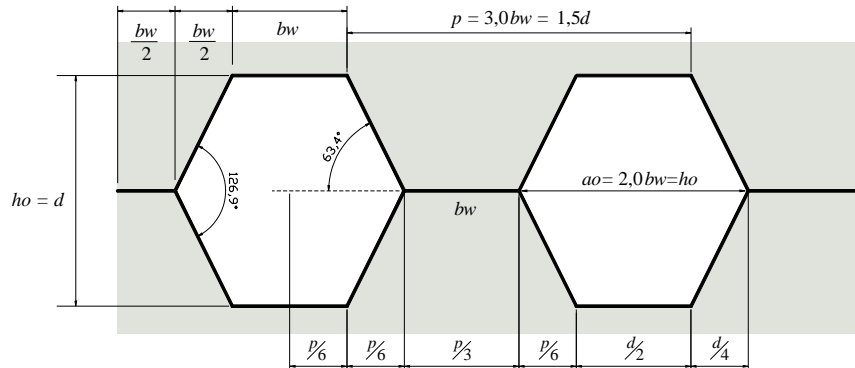


Figura 2.4 – Geometria do padrão PEINER (SILVEIRA, 2011).

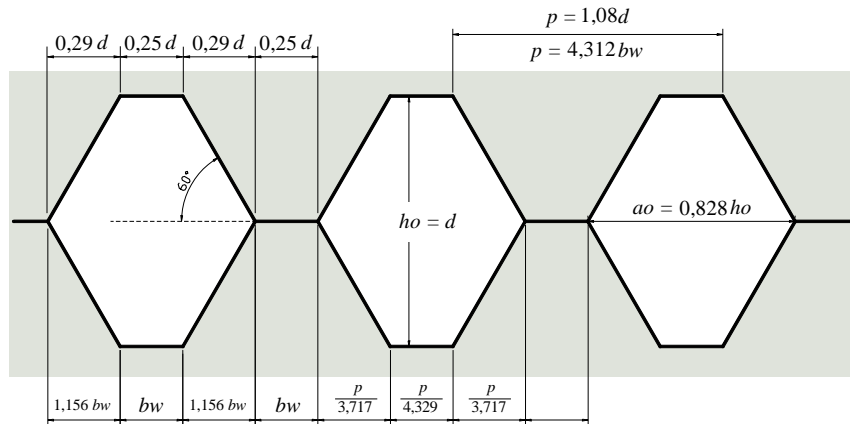


Figura 2.5 – Geometria do padrão ANGLO-SAXÃO (SILVEIRA, 2011).

O traçado representado na Figura 2.3 é denominado Litzka. Nesse padrão, o alvéolo é um hexágono regular (todos os lados são iguais).

O padrão Peiner (Figura 2.4) se difere do padrão Litzka basicamente pela menor largura do alvéolo e pelo ângulo do lado inclinado do alvéolo. No padrão Peiner, o alvéolo possui largura igual à altura ($a_o = h_o$), enquanto no padrão Litzka $a_o = 1,1547 h_o$. Já o ângulo do lado inclinado do alvéolo é $63,4^\circ$ no padrão Peiner, enquanto no padrão Litzka é 60° . Há uma semelhança importante nesses dois padrões: os montantes e os alvéolos possuem relações tais que o passo pode ser dividido em 6 partes iguais. Com isso, os braços de alavanca considerados nos equilíbrios de momentos são os mesmos para os dois tipos e, as equações de resistência para os dois padrões são as mesmas (SILVEIRA, 2011).

No padrão Anglo-Saxão (Figura 2.5), o ângulo do lado inclinado do alvéolo é de 60° , tal como no padrão Litzka, porém o alvéolo possui uma razão de aspecto diferente, com $a_o = 0,828 h_o$.

As geometrias dos traçados mostrados obedecem, em geral, a considerações de ordem construtiva e econômica, buscando normalizar as séries de perfis alveolares que se obtêm a partir dos perfis base, de forma que se possa obter um grupo amplo de vigas casteladas utilizando um conjunto reduzido de moldes padrão para o corte do perfil original (SILVEIRA, 2011). Monfort Leonart (1988) propõe um procedimento analítico para a escolha dos parâmetros que determinam o melhor traçado para vigas biapoiadas

submetidas a carregamento uniformemente distribuído e discute os aspectos que influenciam na escolha da geometria de traçado ideal para essas vigas.

As vigas com alvéolos circulares, denominadas de vigas celulares, podem ser produzidas com inúmeras combinações entre a altura da seção transversal, o diâmetro da abertura e a distância entre centros de aberturas. Na Figura 2.6 estão expressas as faixas de variação tanto do diâmetro como do espaçamento dos alvéolos.

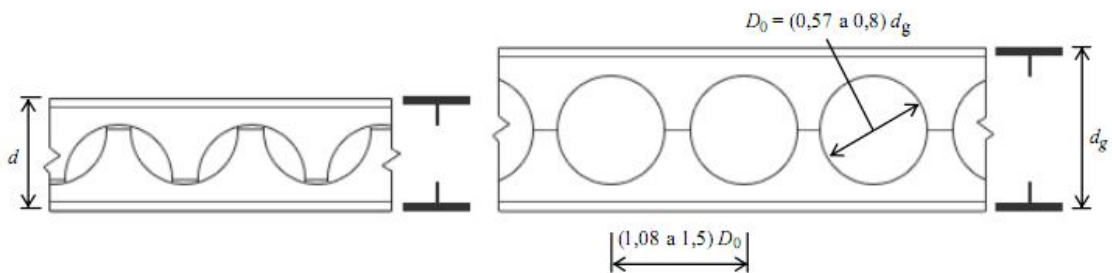


Figura 2.6 – Geometria para fabricação de vigas celulares (SILVEIRA, 2011).

2.3. Detalhes construtivos

Em alguns casos é necessário fechar metade dos alvéolos ou sua totalidade quando estes estão localizados na região do apoio das vigas ou em pontos de inserção de cargas concentradas, nos quais vigas secundárias buscam apoio sobre uma abertura em vigas alveolares primárias (Figura 2.7 e Figura 2.8).

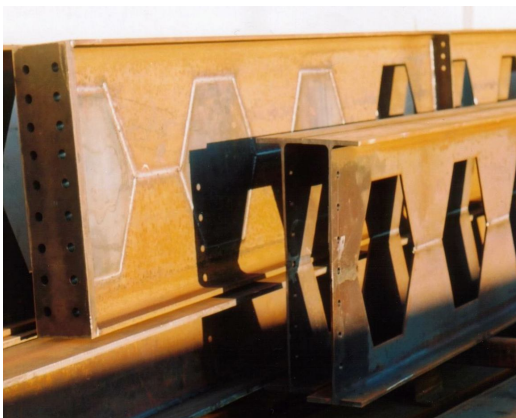


Figura 2.7 – Detalhe do fechamento de alvéolos na região de apoio das vigas (ARCELORMITTAL, 2012).



Figura 2.8 – Detalhe do fechamento de metade de um alvéolo em região de carga concentrada (ARCELORMITTAL, 2012).

É possível também encontrar vigas alveolares com anéis de reforço na região das aberturas (Figura 2.9). Esse detalhe construtivo tem menor aplicação na prática e é utilizado para fortalecer a região das aberturas, porém prejudica a produtividade durante o processo de fabricação da estrutura metálica.



Figura 2.9 – Utilização de anéis de reforço na região das aberturas da viga castelada (TDBPROJETOS, 2012).

2.4. Comportamento estrutural

2.4.1. Estudos analíticos

Diversos autores estudaram analiticamente o comportamento estrutural das vigas alveolares e alveolares mistas.

Faltus (1966) propôs equações para a determinação da magnitude e dos pontos de ocorrência da tensão máxima em vigas casteladas para diversas configurações de carregamento. O autor também propôs um ábaco de dimensionamento de vigas casteladas.

Um dos primeiros trabalhos sobre a instabilidade dos montantes de alma foi realizado por Delesques (1968). O autor elaborou um estudo analítico no qual descreveu matematicamente o comportamento mecânico das vigas casteladas. Foi proposto um modelo analítico para a análise das vigas, que incluiu a determinação dos deslocamentos e a verificação da capacidade resistente. Apresentou-se também uma formulação analítica para a determinação da carga crítica de flambagem dos montantes de alma.

A expressão proposta por Delesques (1968) para o cálculo da força cortante crítica que provoca flambagem do montante e alma (V_{cr}) é dada por:

$$V_{cr} = \frac{Et_w}{5,9v_o} \sqrt{\Phi\Psi} \quad (2-1)$$

em que:

V_{cr} é a força cortante crítica que provoca flambagem do montante de alma;

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material;

t_w é a espessura da alma da viga;

v_o é a distância entre o eixo médio da viga e a linha neutra da semi-seção T;

$\sqrt{\Phi\Psi}$ é função da geometria das aberturas, obtido através de ábacos fornecidos no artigo.

Delesques (1969) desenvolveu equações analíticas para o cálculo de vigas casteladas com padrão Litzka. As equações propostas pelo autor abrangeram colapso do montante de alma por cisalhamento, colapso do montante de alma por flexão, flambagem do montante de alma, formação de mecanismo plástico e avaliação das deformações devido ao momento fletor e ao esforço cortante. Para a validação das equações, sete vigas alveolares foram ensaiadas. O modelo analítico de dimensionamento apresentou boas correlações com os resultados experimentais.

Aglan e Qaqish (1982) propuseram um método analítico de dimensionamento de vigas com aberturas. As equações de equilíbrio foram estabelecidas considerando a formação de

rótulas plásticas nos cantos da abertura retangular considerada na dedução da formulação. Essa consideração fez com que a derivação e a solução das equações fossem mais simples e pudessem ser feitas à mão ou com o uso de calculadoras simples. A análise dos autores pode ser estendida a vigas com duas ou mais aberturas e vigas casteladas para proporcionar uma solução mais simples para tais vigas. O método apresentado é mais simples e proporciona resultados similares aos do método proposto por Redwood (1968).

A partir década de 80, alguns trabalhos se destacaram pelo estudo de vigas mistas com aberturas.

Redwood e Pombouras (1984) investigaram o comportamento de vigas mistas com grandes aberturas retangulares na alma. Os autores propuseram uma metodologia de cálculo da carga última das vigas assumindo que a força de cisalhamento era suportada pela seção de aço e pela laje na abertura. Os resultados foram comparados a resultados experimentais de 7 vigas e apresentaram boa concordância.

Darwin e Donahey (1988) propuseram um método de dimensionamento de vigas mistas com aberturas baseado em resultados experimentais encontrados na literatura. Também foram apresentados diagramas de interação momento fletor \times esforço cortante. O método proposto se mostrou mais simples do que os métodos consultados na literatura para comparação.

Chung e Lawson (2001) apresentaram um método simplificado de dimensionamento de vigas mistas com grandes aberturas baseado no ENV 1994-1-1: 1994. O método de dimensionamento proposto abrange vigas com aberturas posicionadas simétrica e assimetricamente em relação à meia altura da alma e vigas com aberturas próximas ao apoio. A verificação do método proposto foi feita por meio da comparação com resultados de ensaios experimentais feitos na Universidade Waswick. Foram propostas tabelas de pré-dimensionamento de vigas com aberturas baseadas em carregamentos usuais de vigas e considerando o tamanho máximo das aberturas correspondentes. O método se mostrou eficiente em especial para as regiões de maior esforço cortante, mas se tornou conservador à medida que a relação momento fletor \times esforço cortante crescia.

Lian e Shanmugam (2004) desenvolveram um método de projeto para prever a capacidade última de vigas curvas contendo aberturas circulares na alma quanto ao cisalhamento. A solução analítica foi obtida por meio da incorporação dos efeitos da curvatura e do tamanho das aberturas nas equações de equilíbrio de vigas retas contendo aberturas na alma.

Lawson e Saverirajan (2011) desenvolveram um método simplificado de análise elasto-plástica considerando o equilíbrio da seção transversal mista como função do seu perfil de deformação. O efeito de vários parâmetros sobre o desenvolvimento da resistência plástica à flexão das vigas mistas tais como assimetria da seção, resistência e encruamento do aço, redução na resistência do concreto para grandes deformações, deslizamento de interface e efeito das aberturas na alma das vigas foi investigado. Verificou-se que o efeito do deslizamento entre o aço e o concreto teve um efeito relativamente pequeno sobre o desenvolvimento da resistência à flexão de vigas mistas não escoradas em regime de grandes deformações. Além disso, observou-se que vigas celulares mistas assimétricas alcançaram sua resistência plástica à flexão para deformações superiores às de vigas mistas não perfuradas com as mesmas dimensões.

2.4.2. Análises experimentais

Diversos programas experimentais têm sido realizados, desde meados do século passado, com o objetivo de estudar o comportamento estrutural de vigas alveolares e vigas alveolares mistas. Destacam-se os trabalhos referentes a estudos de vigas alveolares mistas, a saber:

Donahey e Darwin (1988) conduziram uma série de ensaios experimentais de vigas mistas com aberturas retangulares em escala natural. Foram ensaiadas 15 vigas com aberturas retangulares e lajes em steel deck com nervuras transversais e longitudinais às vigas. O objetivo do estudo era observar os efeitos da relação momento fletor \times esforço cortante, posição e número de conectores, orientação das nervuras, e espessura da laje na resistência de vigas com aberturas. Concluiu-se que as cargas últimas são regidas pelo colapso da laje de concreto. Além disso, segundo os autores, a laje de concreto contribui significativamente tanto para a resistência à flexão quanto para a resistência ao cisalhamento de vigas com aberturas na alma.

Megharief e Redwood (1998) realizaram ensaios em vigas casteladas mistas para investigar seu comportamento à flexão e ao cisalhamento. Foi mostrado que em vigas mistas o cisalhamento da viga causando flambagem do montante de alma é muito maior que na mesma viga de aço sem aço mista, mas que a força de cisalhamento horizontal no montante de alma é quase a mesma.

Além disso, o programa experimental realizado por Hechler *et al.* (2006) foi objeto de estudo visto que os autores investigaram experimentalmente o comportamento de vigas com múltiplas aberturas regulares na alma, quanto aos modos de colapso. Os autores ressaltaram a utilidade dos anéis de reforço para aumentar a resistência do montante de alma quanto à flambagem.

2.4.3. Análises numéricas

Diversos autores têm realizado modelagens numéricas pelo Método dos Elementos Finitos, para o estudo do comportamento de vigas alveolares, vigas alveolares mistas e vigas mistas de alma cheia.

Conforme mencionado no item 2.1., Humphrey e Sunley (1968 *apud* NETHERCOT e KERDAL, 1982) foi o primeiro trabalho no qual o Método dos Elementos Finitos (MEF) foi utilizado para a modelagem das vigas alveolares.

Zaarour e Redwood (1996) ensaiaram 14 modelos de vigas casteladas com vigas Bantam², com o objetivo de investigar a flambagem dos montantes de alma. Das 14 vigas ensaiadas, dez sofreram colapso por flambagem do montante de alma, duas sofreram flambagem local da seção T localizada acima da abertura mais carregada, uma sofreu flambagem lateral com torção devido à contenção lateral inadequada e uma sofreu deformações torcionais devido à contenção lateral inadequada no apoio. Os autores também conduziram uma análise numérica, utilizando o Método dos Elementos Finitos, realizada por meio do software NASTRAN, com o objetivo de prever a carga crítica de flambagem dos montantes de alma considerando comportamento inelástico. Com base nos resultados,

² Uma série de perfis laminados leves fabricada pela Chaparral Steel, cuja esbeltez de alma varia na faixa $53 \leq \lambda_w \leq 67$.

propuseram alguns gráficos como ferramenta auxiliar para estimativa da resistência de vigas casteladas.

Redwood e Demirdjian (1998) realizaram ensaios experimentais com quatro vigas, com o objetivo de observar a flambagem dos montantes de alma e identificar os efeitos da relação momento-cortante sobre os modos de colapso. Foram ensaiadas duas vigas com quatro aberturas, uma com seis aberturas e outra com oito aberturas. Todas as vigas apresentaram flambagem do montante de alma, exceto uma, que apresentou flambagem lateral com torção. Os autores também realizaram uma simulação numérica para identificar a carga crítica de flambagem para os modelos. Os resultados obtidos podem ser utilizados para diferentes geometrias de aberturas.

Chung *et al.* (2001) desenvolveram equações de dimensionamento para o modo de colapso por formação de rótulas plásticas em vigas com aberturas circulares e estabeleceram diagramas de interação momento fletor x força cortante para o pré-dimensionamento de vigas com aberturas. As equações foram validadas por meio de resultados obtidos para modelos numéricos de vigas com aberturas circulares. O método de dimensionamento proposto levou a resultados de 5 a 10% menores que os obtidos por meio dos modelos numéricos para as regiões de baixos valores de momento fletor. No entanto, nas regiões de momento fletor mais elevado as equações se mostraram conservadoras.

Shanmugam *et al.* (2002) desenvolveram e validaram modelos numéricos de vigas com aberturas na alma para a identificação do carregamento último de colapso. Os modelos se afastaram no máximo 10% dos resultados experimentais encontrados na literatura.

Kirchhof *et al.* (2003) realizaram uma modelagem de elementos finitos por meio da utilização do código de cálculo ABAQUS versão 6.3-1, com vistas a simular satisfatoriamente o comportamento estrutural de vigas mistas. Os resultados foram confrontados com valores obtidos numérica e experimentalmente, extraídos de trabalhos apresentados por Chapman e Balakrishnan (1964). Concluiu-se que houve convergência satisfatória dos resultados numéricos quando comparados aos valores experimentais até um nível de carregamento correspondente a 549,56 kN (Figura 2.10). A partir deste ponto, verificou-se que alguns problemas de instabilidade numérica ocorreram em razão do material concreto, principalmente como consequência de elevadas tensões de tração, aspectos estes associados, provavelmente, a possíveis limitações do modelo

disponibilizado para o concreto, *Concrete Smearred Cracking*, que não considerava o efeito de dano.

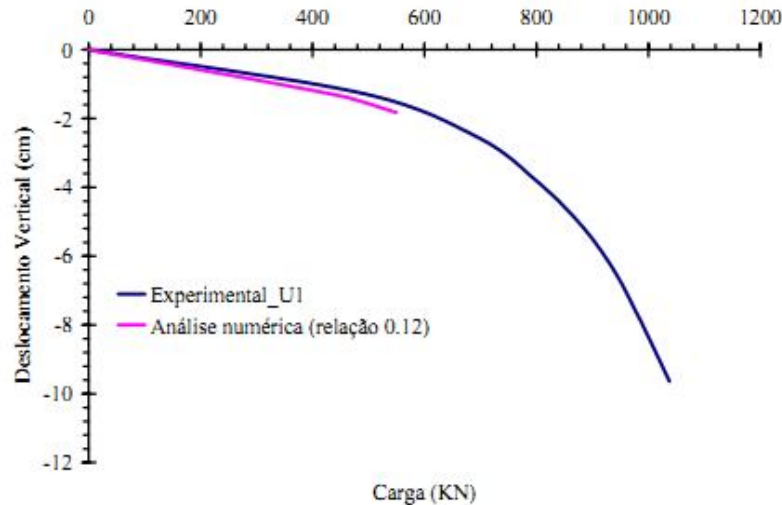


Figura 2.10 – Confronto entre resultados Numérico e Experimental, para $f_t/f_{ck} = 0,12$ (KIRCHHOF et al., 2003).

Chung *et al.* (2003) desenvolveram um estudo a respeito do modo de colapso por formação de mecanismo Vierendeel em vigas com diversas tipologias de aberturas. Foram testadas diferentes relações entre a altura da abertura e a do perfil e diversas relações momento fletor \times esforço cortante. Os estudos foram baseados em simulações numéricas desenvolvidas pelos autores. Os diagramas momento \times cortante apresentaram boa correlação para o pré-dimensionamento de vigas com abertura, exceto para os casos nos quais as aberturas eram muito pequenas em relação ao perfil.

Liu e Chung (2003) realizaram uma investigação numérica relacionada às vigas de aço com aberturas na alma de diversas formas e tamanhos e examinaram as principais características estruturais dessas vigas. Os autores verificaram que as vigas com grandes aberturas na alma se comportavam de maneira semelhante para uma ampla gama de momentos e forças de cisalhamento aplicadas independente da forma das aberturas. Os modos de colapso foram comuns para todas as vigas, e os padrões de escoamento das seções perfuradas também foram semelhantes. Mostrou-se que para as aberturas na alma de várias formas e tamanhos considerados, o parâmetro mais importante na avaliação do comportamento estrutural das seções perfuradas foi o comprimento das seções tê acima e abaixo da abertura da alma que controlavam a magnitude dos momentos Vierendeel locais

agindo sobre as seções t_e. Com base nos resultados de um extenso estudo paramétrico utilizando elementos finitos, um método empírico de projeto simples, aplicável para seções perfuradas com aberturas na alma de várias formas e tamanhos foi desenvolvido.

Lawson *et al.* (2006) desenvolveram um método de projeto para vigas celulares mistas assimétricas levando em consideração o alto grau de assimetria da seção transversal e a influência de aberturas retangulares ou alongadas no comportamento dessas vigas. O trabalho mostrou que a assimetria da seção transversal de vigas celulares é importante na determinação dos momentos no plano desenvolvidos no montante de alma entre aberturas. Estes efeitos são acentuados pelas aberturas alongadas ou retangulares, e devem ser evitados no projeto, aumentando-se a largura do montante de alma ou a espessura da alma. Uma série de análises de elementos finitos também realizada pelos autores mostrou que aberturas longas causam forças de arrancamento nos conectores de cisalhamento devido ao desenvolvimento da ação mista local.

Nadjai *et al.* (2008) propuseram uma metodologia simplificada de cálculo de vigas celulares mistas em situação de incêndio e avaliaram o método de determinação da distribuição de temperatura em vigas celulares do *Steel Construction Institute* (SCI). Verificou-se que o modelo publicado pelo SCI é muito conservador.

Eryigit *et al.* (2009) estudaram os efeitos do diâmetro de uma abertura e de sua localização sobre o comportamento de vigas mistas laminadas em balanço quanto à flambagem lateral. Vigas com uma única abertura circular e vigas sem aberturas foram ensaiadas. A carga crítica para cada grupo de vigas foi determinada experimentalmente. Para as análises numéricas, o software de elementos finitos ANSYS 10.0 foi utilizado. Concluiu-se que os efeitos do diâmetro da abertura e de sua localização sobre o comportamento de vigas mistas laminadas em balanço quanto à flambagem lateral são muito importantes, especialmente para vigas curtas.

Gizejowski e Khalil (2010) desenvolveram um estudo experimental e numérico sobre o comportamento de vigas mistas de aço e concreto sujeitas a momento negativo quanto à ductilidade e à estabilidade à distorção. Doze exemplares de vigas mistas foram ensaiados, seis com vãos longos representando os casos nos quais a flexão controla o comportamento das vigas mistas, e seis com vãos curtos nos quais o efeito do cisalhamento não poderia ser

negligenciado. Três grupos de duas vigas idênticas (com aberturas retangulares, hexagonais e circulares) foram ensaiados em cada um dos dois *sets*. A modelagem numérica e a formulação de previsão final da resistência última foram propostas e verificadas com o uso dos resultados experimentais obtidos pelos autores.

Gizejowski e Salah (2011) utilizaram as técnicas de modelagem de elementos finitos FE-SS e FE-SB (Figura 2.11) para investigar o comportamento de vigas mistas contínuas no plano e quanto à distorção fora do plano. No modelo FE-SS, a laje armada e o aço da seção celular foram modelados com o uso de elementos de casca, e o concreto foi modelado com base na lei constitutiva *smearred crack*. No modelo FE-BS, a laje armada foi modelada com o uso de elementos de barra e o concreto foi modelado com base na lei constitutiva *cast iron model*, enquanto a seção de aço celular foi modelada como casca. Os autores verificaram que a técnica de modelagem FE-SB coincidiu com a FE-SS para seções mais leves de aço, nas quais a laje de concreto reduz a quantidade de cisalhamento vertical suportada pelos cordões de seção t \hat{e} na abertura, e de cisalhamento horizontal no montante de alma. Além disso, as técnicas de modelagem coincidiram também para seções mais pesadas de aço e vigas longas nas quais o efeito de flexão domina. As investigações numéricas realizadas para prever o comportamento distorcional fora do plano provaram que a instabilidade é o modo de colapso que rege e que é mais pronunciado para vigas mais curtas em todas as seções de aço celulares analisadas.

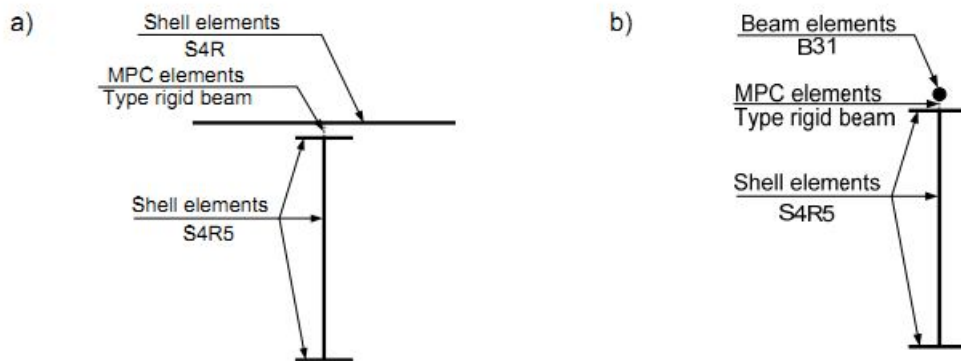


Figura 2.11 – Técnicas de modelagem de elementos finitos: (a) FE-SS (b) FE-BS (GIZEJOWSKI E SALAH, 2011).

2.5. Modos de colapso

Devido à presença das aberturas na alma, o comportamento estrutural das vigas alveolares se diferencia do comportamento das vigas de alma cheia. Tais diferenças estão relacionadas principalmente ao aumento da esbeltez da alma da viga e a fenômenos de instabilidade que ocorrem devido à borda livre dos alvéolos.

Os modos de colapso conhecidos para as vigas alveolares são:

- formação de mecanismo plástico;
- flambagem lateral com torção acompanhada de distorção da alma;
- flambagem do montante de alma;
- ruptura do montante de alma por cisalhamento.

2.5.1. Colapso por formação de mecanismo plástico

Vigas com vãos longos e com relação vão/altura acima de 20 costumam apresentar o modo de colapso por mecanismo de flexão (SILVEIRA, 2011).

Na Figura 2.12 apresenta-se o aspecto de uma viga castelada após ensaio sob carga uniformemente distribuída, com esgotamento da capacidade resistente devido ao mecanismo de flexão.

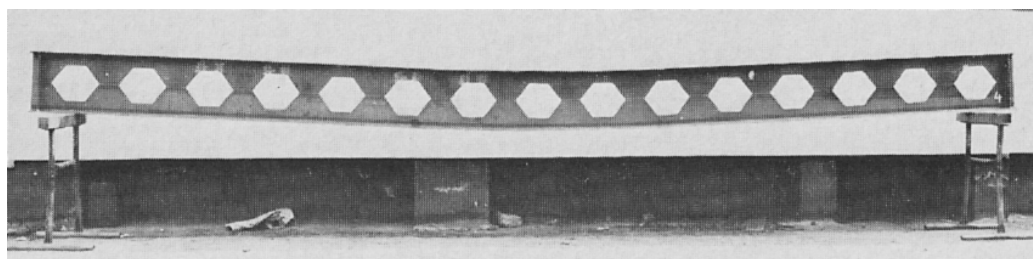


Figura 2.12 – Aspecto da deformada de uma viga castelada após ensaio sob carga uniformemente distribuída (KANNING, 1976).

Eventualmente, dependendo da magnitude do esforço cortante e da geometria da viga, surgem momentos secundários na região do alvéolo, produzindo uma deformação diferencial entre dois montantes de alma e levando à formação de quatro rótulas plásticas nos cantos da abertura. Os painéis se deformam e ganham a forma de um paralelogramo, caracterizando um modo de colapso conhecido como mecanismo Vierendeel (Figura 2.13). Esse modo de colapso ocorreu em vigas alveolares e foi relatado por Altifillisch (1957, *apud* KERDAL E NETHERCOT, 1984) e Toprac e Cooke (1959).

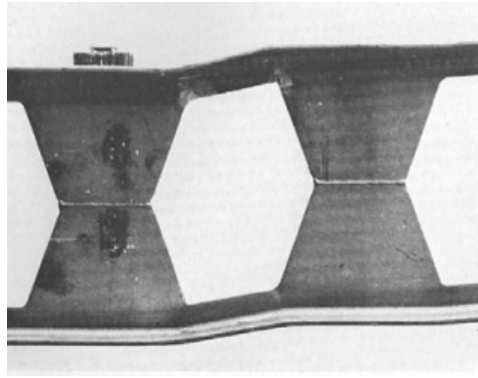


Figura 2.13 – Mecanismo Vierendeel (KANNING, 1976).

2.5.2. Colapso da viga por flambagem lateral com torção acompanhada de distorção da alma

De maneira semelhante às vigas de alma cheia, as vigas alveolares podem sofrer flambagem lateral dependendo do seu comprimento destravado.

O modo de colapso por flambagem lateral com torção envolve um deslocamento lateral e um giro da seção transversal, que pode ou não ser nulo. Esses dois movimentos ocorrem simultaneamente e podem ser explicados pelo fato de a parte comprimida da seção transversal ser ligada continuamente à parte tracionada por meio da alma. Dessa maneira, a parte comprimida é parcialmente contida ao tentar se deslocar lateralmente (Figura 2.14).

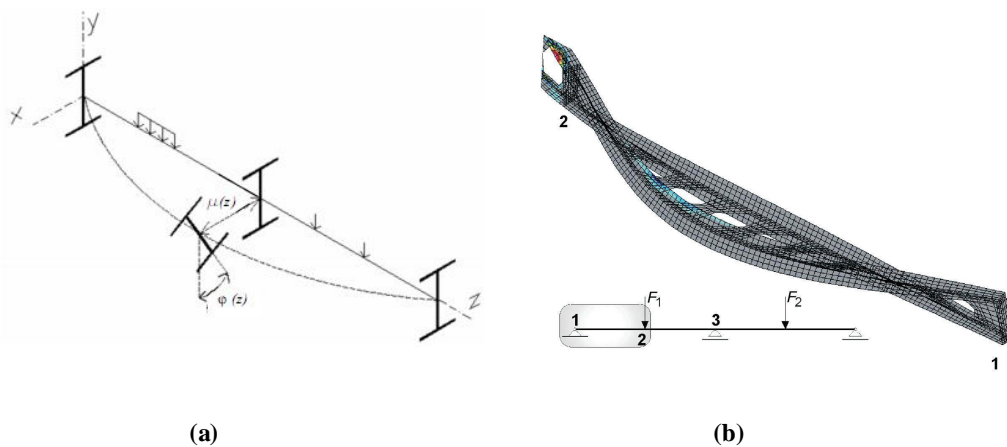


Figura 2.14 – Flambagem lateral com torção (a) ABREU *et al.*, 2010; (b) RADIC *et al.*, 2009.

Em vigas alveolares mistas, nas quais há travamento da mesa superior do perfil, a flambagem lateral com torção é sempre acompanhada de distorção da alma (Figura 2.15). Esse modo de colapso pode ser encontrado nos estudos de Zirakian e Showkati (2006) e

Gizejowski e Salah (2011). Segundo Redwood (2000) a flambagem lateral com torção não é relevante para vigas alveolares mistas, exceto durante a fase de construção. A afirmação desse autor supõe que para ele os modos de colapso por flambagem lateral com torção e flambagem lateral com distorção são fenômenos distintos.

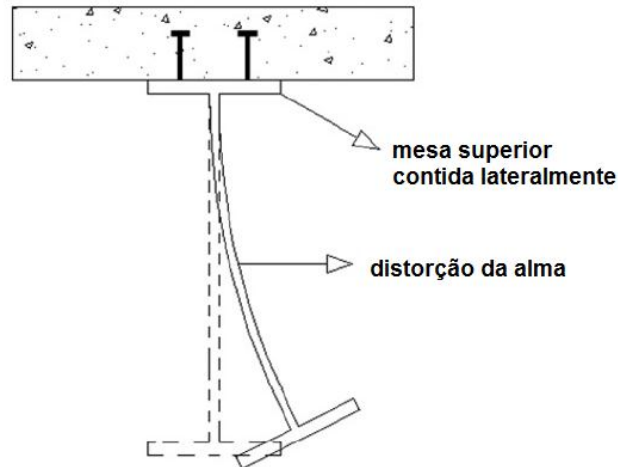


Figura 2.15 – Flambagem lateral com torção acompanhada de distorção da alma em viga com mesa superior travada (adaptado de ZIRAKIAN e SHOWKATI, 2006).

Alguns autores asseguram que a presença das aberturas não influencia no comportamento da viga com relação a esse modo de colapso (DERMIDJIAN, 1999; NETHERCOT e KERDAL, 1982). No entanto, estudos mais recentes têm comprovado que a variação da área da seção transversal devido à presença das aberturas reduz a capacidade resistente das vigas alveolares quanto a esse modo de colapso (MOHEBKHAH, 2004; TKALČEVIĆ *et al.*, 2007; SHOWKATI, 2008; RADIĆ *et al.*, 2009; BEZERRA *et al.*, 2010; ABREU *et al.*, 2010).

Na Figura 2.16 apresenta-se uma viga castelada em colapso por flambagem lateral com torção.

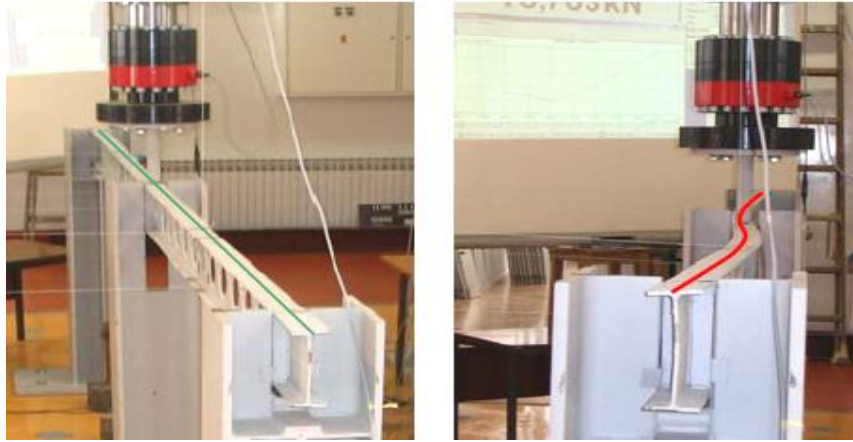


Figura 2.16 – Viga castelada em colapso por flambagem lateral com torção (TKALČEVIĆ *et al.*, 2007).

2.5.3. Colapso por flambagem do montante de alma

Dependendo da magnitude dos esforços atuantes e da geometria das aberturas, o montante de alma das vigas alveolares pode sofrer flambagem por cisalhamento ou por compressão.

A - Flambagem do montante de alma por cisalhamento

Na Figura 2.17 apresentam-se as forças internas obtidas por meio do equilíbrio de um montante de alma de viga castelada. A força cisalhante F , ao longo da junta soldada, solicita o montante de alma à flexão. A borda AB do montante de alma fica sujeita a tensões de tração e a borda CD fica sujeita a tensões de compressão. Essa configuração de esforços pode ocasionar torção na linha diagonal xx' (Figura 2.17) caracterizando a flambagem do montante de alma por cisalhamento.

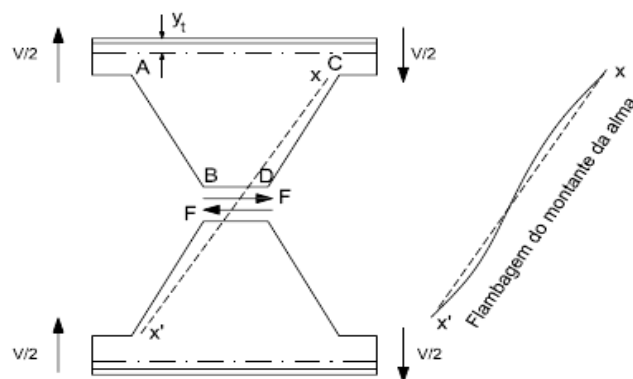


Figura 2.17 – Flambagem do montante de alma por cisalhamento (KERDAL e NETHERCOT, 1984).

A flambagem do montante de alma por cisalhamento pode ser influenciada pelas seguintes relações geométricas (ZAAROUR e REDWOOD,1996; REDWOOD e DEMIRDJIAN, 1998):

- altura da abertura em relação à altura total da seção;
- altura da abertura em relação à largura mínima do montante de alma;
- largura mínima do montante de alma em relação à espessura da chapa;
- altura da chapa intermediária em relação à altura da abertura;
- altura da chapa intermediária em relação à espessura da chapa.

Na Figura 2.18 apresentam-se casos de uma viga celular e de uma viga castelada que sofreram flambagem do montante de alma por cisalhamento.

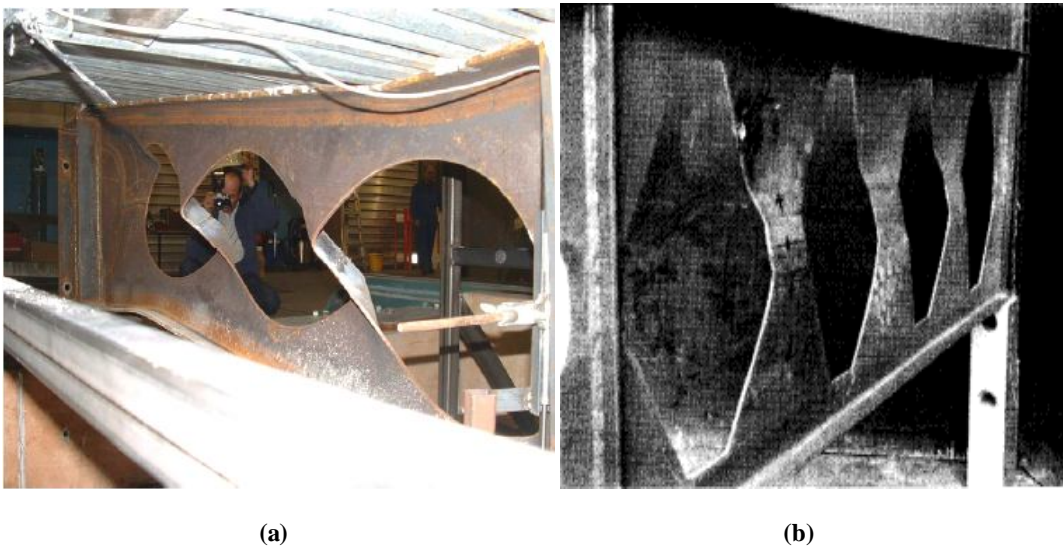


Figura 2.18 - Flambagem do montante de alma de viga alveolar (a) celular (NADJAI *et al.*, 2008); (b) castelada (ZAAROUR E REDWOOD, 1996).

B - Flambagem do montante de alma por compressão

Na flambagem do montante de alma por compressão, o montante sofre um deslocamento para fora do plano da viga sem que ocorra torção (Figura 2.19), comportando-se como uma coluna submetida à compressão. Esse modo de colapso geralmente ocorre em regiões próximas aos apoios ou em pontos de carregamento concentrado (SILVEIRA, 2011). Segundo Redwood (2000) esse modo de colapso é menos grave em uma viga mista devido à propagação da carga concentrada por meio da laje. Para este autor, o tratamento de vigas alveolares mistas deve ser diferenciado com relação a esse modo de colapso.

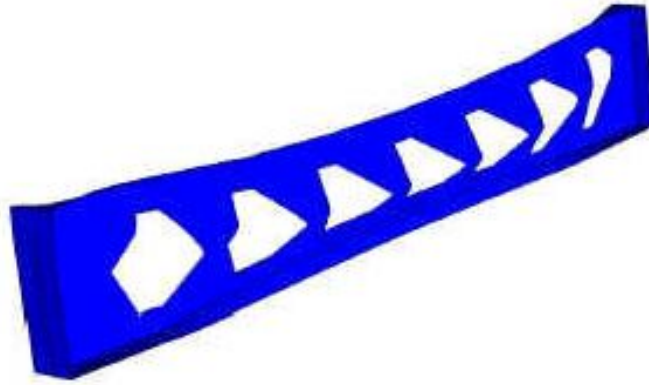


Figura 2.19 - Deformada de viga após flambagem do montante de alma por compressão obtida por meio de simulação numérica (VIEIRA, 2011).

2.5.4. Ruptura do montante de alma por cisalhamento

Segundo Kerdal e Nethercot (1984) a ruptura na região da solda de emenda ocorre geralmente em vigas nas quais a relação entre o comprimento da solda e a distância entre as aberturas é pequena, visto que esse modo de colapso ocorre quando as tensões de cisalhamento na região soldada alcançam a tensão de escoamento do material. Ensaios realizados comprovaram que a ruptura do montante de alma por cisalhamento não é comum; normalmente as vigas alcançam sua capacidade máxima devido a outro modo de colapso (Hosain e Speirs, 1971 *apud* KERDAL e NETHERCOT, 1984). Na Figura 2.20 apresenta-se uma viga castelada ensaiada por Toprac e Cooke (1959) com plastificação na região da solda.

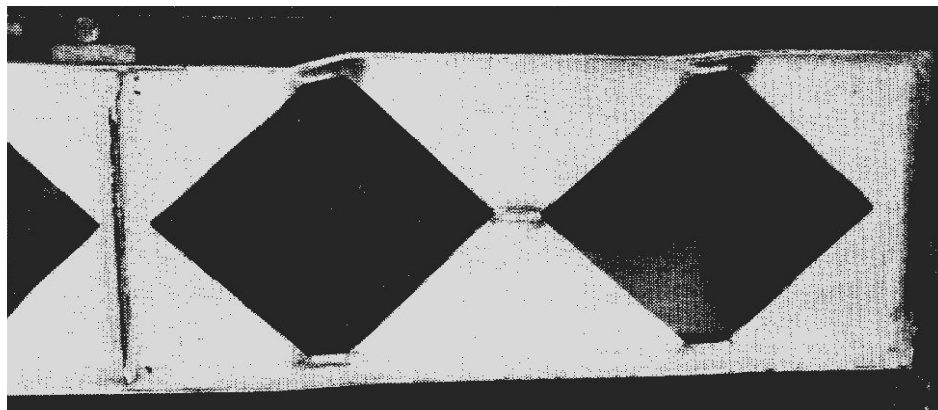


Figura 2.20 - Modelo de viga castelada com plastificação na região da solda, ensaiada por Toprac e Cooke (1959).

2.6. Análise não-linear

O Método dos Elementos Finitos é um método de análise estrutural que permite obter a solução para problemas em que não é possível obter uma solução analítica. O meio contínuo é discretizado em um conjunto de elementos finitos (ZIENKIEWICZ e TAYLOR, 1989). A análise por meio do método dos elementos finitos permite considerar o comportamento linear ou não-linear da estrutura.

Durante muito tempo, a Lei de Hooke ($\varepsilon = \sigma/E$) foi utilizada para determinar cargas de colapso e para o dimensionamento de estruturas em geral. Porém, a Teoria da Elasticidade linear possui suas limitações, já que existem diversos aspectos que provocam um comportamento não-linear das estruturas, como:

- i) a não-linearidade material (os modelos constitutivos dos materiais, principalmente aço e concreto, são não-lineares);
- ii) a não-linearidade geométrica (os deslocamentos e deformações podem ser tais que a configuração geométrica inicial não possa mais ser utilizada para exprimir as condições de equilíbrio);
- iii) a não-linearidade de contato (alterações das condições de apoio ou de aplicação de cargas podem ser tais que as condições de apoio inicial não possam mais ser utilizadas para exprimir as condições de equilíbrio).

Segundo Lourenço (1999), a solução para essas limitações da Teoria da Elasticidade passa por adicionar a essa teoria o comportamento não-linear. A análise não-linear completa, que contempla o comportamento da estrutura durante todo o histórico de aplicação das cargas (inclui etapas sucessivas, desde a ausência de cargas, passando pelo comportamento em serviço e o comportamento não-linear, culminando no colapso), é a forma mais realista de cálculo estrutural.

Quando se trabalha considerando a não-linearidade, pode ser verificada a existência de mais de uma solução para o problema. Portanto, por vezes acontece de a solução obtida não ser a solução procurada.

A seguir são apresentados dois aspectos fundamentais para a análise não-linear de vigas alveolares mistas: a influência das imperfeições iniciais e os métodos utilizados na análise não-linear para resolver o sistema de equações não-lineares.

2.6.1. Influência das imperfeições iniciais

Fazendo-se uma analogia entre um montante de alma comprimido de uma viga alveolar e uma coluna comprimida, pode-se ter uma ideia da influência das imperfeições iniciais em uma estrutura real.

O comportamento de um elemento ideal (sem imperfeições geométricas e com material linear) submetido a uma força axial de compressão (Figura 2.21-a) é dado pelo segmento OAB mostrado na Figura 2.21-b, em que P_E corresponde à carga crítica de flambagem elástica. Nas estruturas reais, que possuem imperfeições geométricas, o comportamento é diferente, como descrito pela curva C da Figura 2.21-b. A imperfeição inicial Δ_i (Figura 2.21) influencia no comportamento da estrutura, desde o momento em que a carga P passa a ser aplicada até o momento em que a mesma atinge a carga crítica de flambagem (P_E).

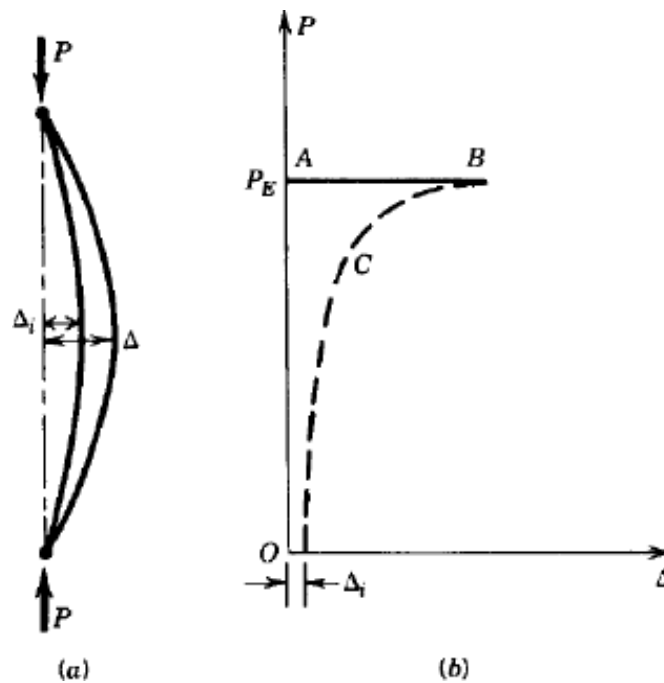


Figura 2.21 - Comportamento de elemento ideal e real submetidos a uma força axial de compressão (ZIEMIAN, 2010).

Partindo-se de um modelo que possua uma imperfeição inicial (Δ_i), a carga de colapso tende ao valor da carga crítica de flambagem elástica (P_E) (Figura 2.21).

Ao se acrescentar o comportamento não linear do material na análise de flambagem, a progressiva redução do módulo de elasticidade tangente (Et) com o aumento do nível de tensão faz com que a carga de flambagem real seja menor que a carga crítica de flambagem elástica (P_E). Esse efeito é tanto maior quanto menos esbelto for o elemento estrutural (flambagem inelástica).

2.6.2. Métodos para resolução do sistema de equações não-lineares

Nos programas de análise não-linear é necessário utilizar um procedimento incremental e iterativo para resolução do sistema de equações não-lineares, sendo o método de Newton-Raphson correntemente utilizado na resolução deste tipo de problema.

O Método de Newton-Raphson completo é um método incremental e iterativo que permite obter os deslocamentos de uma estrutura (u) para uma dada força (F). Para isso, toma-se um ponto qualquer do domínio da função que governa o comportamento da estrutura, determina-se a sua derivada neste ponto e calcula-se o ponto de interseção da tangente com o eixo das ordenadas, a fim de encontrar um novo ponto do domínio da função. Repete-se este procedimento iterativo, com correções adicionais ao deslocamento, até se obter uma solução com a precisão pretendida (Figura 2.22). Para se obter sucesso neste procedimento iterativo três condições devem ser atendidas:

- o intervalo delimitado deve conter a raiz da função;
- a função deve ser diferenciável em todo intervalo;
- a primeira derivada no intervalo não deve trocar de sinal.

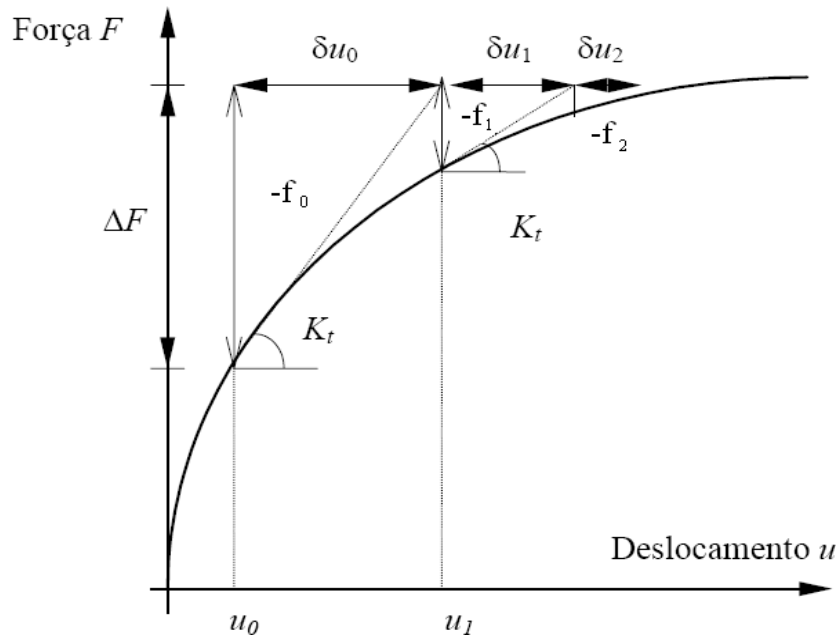


Figura 2.22 - O Método de Newton-Raphson (adaptada de LOURENÇO, 1999).

O Método de Newton-Raphson completo é, provavelmente, o procedimento mais rápido para encontrar a solução de um sistema de equações não-lineares bem condicionado.

Em boa parte dos problemas de estruturas, a solução numérica não existe acima de um determinado valor máximo de carga. Para se obter a solução nesses casos, seria necessário que o incremento de força se tornasse negativo. O Método de Newton-Raphson completo permite obter a solução do sistema de equações até a vizinhança da carga máxima do modelo, enquanto a rigidez da estrutura ainda é positiva. Para que seja possível obter a solução após o ponto de carga máxima, a partir do qual a rigidez da estrutura se torna negativa, é necessário utilizar outras estratégias numéricas.

Devido a diversos aspectos, existem estruturas que apresetam um comportamento complexo, nas quais podem ocorrer fenômenos como *snap-through* e *snap-back*, que impedem a obtenção de uma resposta numérica adequada (Figura 2.23).

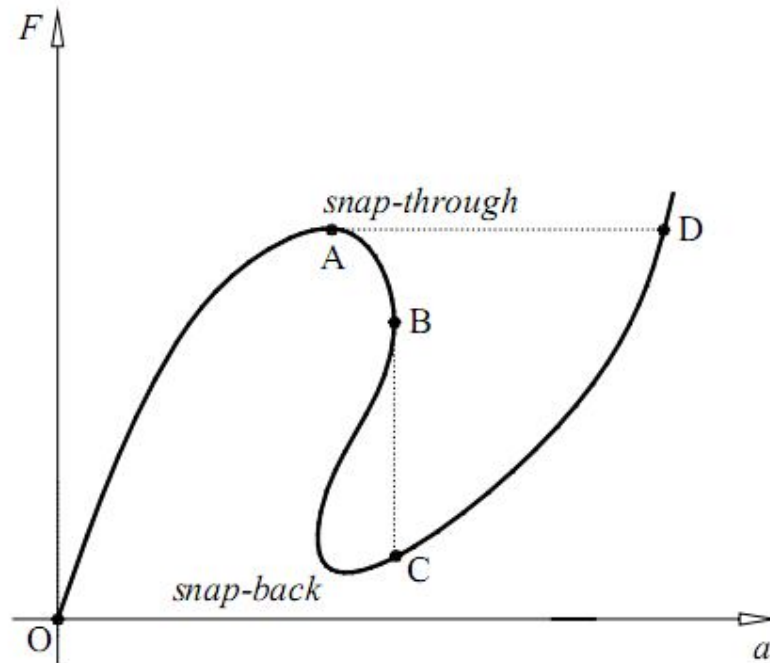


Figura 2.23 - Resposta de uma estrutura que apresenta fenômenos de snap-through e snap-back (GOUVEIA *et al.*, 2006).

Ao longo do tempo, diversos investigadores propuseram diferentes técnicas para ultrapassar as dificuldades numéricas devido à existência de um comportamento complexo e devido à degradação da rigidez. Dentre essas técnicas se destaca a técnica do *arc-length*. Esta técnica foi originalmente proposta por Riks (1970) e Wempner (1971), tendo sido sucessivamente modificada por diversos investigadores (CRISFIELD, 1983; CRISFIELD, 1986; BASHIR-AHMED, 2004).

A técnica do *arc-length*, tratada no âmbito do programa computacional ABAQUS como Método de Riks modificado, é capaz de simular o comportamento de estruturas que apresentam rigidez negativa a partir do ponto de carga máxima e fenômenos complexos como *snap-through* e *snap-back*.

No Método de Riks modificado o tamanho do incremento é limitado, movendo-se ao longo da linha tangente à curva, no ponto corrente da solução. A procura pelo equilíbrio é realizada em um plano ortogonal à linha tangente e que passa no ponto obtido. Na Figura 2.24 ilustra-se este procedimento, no qual λ é o fator de carga e \tilde{u}^N é o vetor deslocamento.

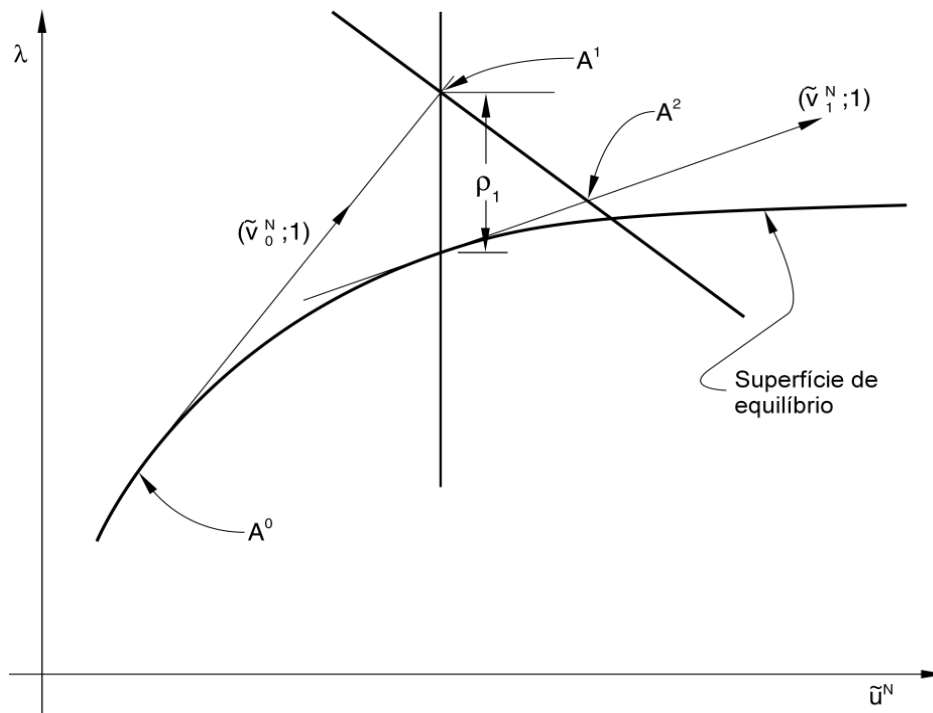


Figura 2.24 – Método de Riks modificado (adaptado de HIBBITT *et al.*, 2009).

O tamanho do incremento inicial para o Método de Riks modificado deve ser fornecido, o que nesse caso corresponde ao comprimento do arco e representa uma fração do carregamento. Os incrementos seguintes devem ser adotados em função da maior ou menor proximidade com o equilíbrio.

Para a análise não-linear de vigas alveolares mistas, que podem apresentar fenômenos de instabilidade e forte variação da rigidez à medida que o carregamento é aplicado, pode-se utilizar o Método de Newton-Raphson completo até a vizinhança da carga máxima do modelo, enquanto a rigidez da estrutura ainda é positiva, e utilizar o Método de Riks modificado para obter a solução na região que apresente rigidez negativa, e/ou fenômenos complexos.

2.6.3. Modelo de Dano com Plasticidade

No processo de modelagem numérica dos materiais, em especial do concreto, deve-se considerar uma série de aspectos relacionados ao seu comportamento para os diferentes estados tensão-deformação. Para a simulação do comportamento do concreto na fase não-linear pode-se utilizar, dentre outros, o Modelo de Dano com Plasticidade (*Concrete*

Damaged Plasticity), cuja formulação matemática se encontra implementada no código do programa computacional ABAQUS. Esse modelo permite considerar os fenômenos mais importantes ocorridos no concreto com base nos princípios teóricos do Modelo de Mohr-Coulomb Modificado, como por exemplo, os danos irreversíveis associados aos mecanismos de falha que ocorrem no material.

As suposições assumidas na implementação do modelo permitem a reprodução dos fenômenos de plastificação, dano, fissuração e falha de um material mediante a aplicação da mecânica do dano, com base nos princípios da mecânica clássica.

Ao se modelar fenômenos de plastificação, dano, fissuração e fratura de materiais reais por meio da mecânica clássica e mecânica do dano com emprego do MEF, é necessária a definição de diversos parâmetros. Existem muitas maneiras de atingir esse objetivo, algumas se baseiam na aplicação do conceito de grandes discontinuidades (utilização de elementos finitos especiais, com funções de formas descontínuas) e outras, se baseiam em uma aproximação mais objetiva, partindo da definição dos parâmetros necessários em função dos pontos de integração numérica.

Seguindo a segunda vertente, durante o processo de calibração do Modelo de Dano com Plasticidade deve-se introduzir as curvas de comportamento do concreto quanto à tração e quanto à compressão utilizando-se os comandos *CONCRETE TENSION STIFFENING, TYPE = STRAIN e *CONCRETE COMPRESSION HARDENING, respectivamente.

Para atenuar os inconvenientes durante o processo de convergência numérica, provocados pela inobjetividade da solução, no Manual do Usuário do ABAQUS recomenda-se que para o comportamento do concreto quanto à tração seja utilizado o comando *CONCRETE TENSION STIFFENING, TYPE = DISPLACEMENT, o qual permite introduzir a curva pós falha de Tensão x Deslocamento, fazendo referência assim, à energia de fratura do material, definida como a área abaixo da curva introduzida no modelo numérico. Essa forma de calibração do Modelo de Dano com Plasticidade acompanhada de um processo de refinamento de malha é aconselhável para a melhora do processo de convergência numérica (HIBBITT, 2009).

Como uma solução alternativa, em casos extremos, de difícil convergência numérica, pode-se adotar um comportamento bilinear para o concreto (LAM e ELLOBODY, 2005).

2.6.4. Interação Aço-Concreto

O principal mecanismo de interação entre elementos mistos se dá na ligação entre os materiais constituintes. De acordo com Queiroz *et al.* (2007), em estruturas mistas de aço e concreto a ligação entre os materiais pode se dar por meios mecânicos, por meio de conectores e mossas, por atrito, ou, em alguns casos, por simples aderência e repartição de cargas, como por exemplo nos pilares mistos sujeitos apenas à compressão.

Tanto a aderência como o atrito não são levados em consideração no cálculo da ligação entre os materiais por serem fenômenos que apresentam um comportamento pouco previsível. Ensaaios em estruturas mistas mostram que, quando aplicam-se cargas de valores baixos, a maior parte do cisalhamento longitudinal se desenvolve na interface por aderência química entre a pasta de cimento e a superfície de aço (QUEIROZ, *et al.*, 2007). Porém, para cargas mais elevadas ocorre o rompimento desta aderência, que não pode ser mais restaurada. Dessa maneira, torna-se impraticável levar em consideração estes fenômenos no cálculo de sistemas mistos, sendo necessário o emprego de conectores de cisalhamento para transmitir o cisalhamento na interface entre o aço e o concreto.

Os conectores de cisalhamento estão sujeitos a forças verticais que tendem a separar os elementos componentes da estrutura mista; esse efeito é conhecido como *uplift*. Estas forças são muito pequenas em comparação com as forças de cisalhamento longitudinais, não sendo necessário calculá-las na prática, uma vez que os conectores de cisalhamento usualmente empregados possuem dispositivos que garantem resistência suficiente quanto a esse fenômeno (JOHNSON, 2004).

Em se tratando de rigidez, os conectores de cisalhamento podem ser classificados como rígidos ou flexíveis. Esta classificação é determinada de acordo com a relação entre a força aplicada e o deslizamento medido, conforme pode ser visto na Figura 2.25.

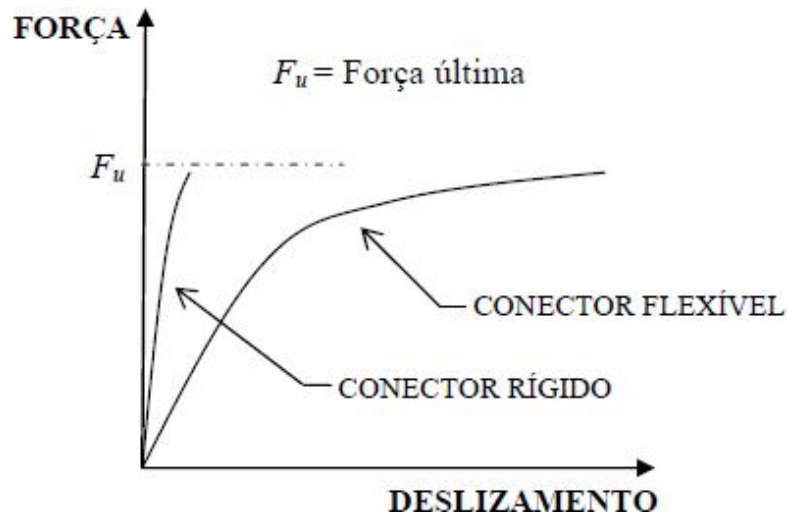


Figura 2.25 – Relação força-deslizamento para conectores de cisalhamento (OLIVEIRA, 2007).

Em geral, os conectores flexíveis apresentam um modo de colapso mais dúctil e menos catastrófico do que os conectores rígidos, entretanto os conectores flexíveis estão mais propensos ao fenômeno de fadiga, uma vez que estes possuem uma maior deformação quando carregados.

Já os conectores rígidos se deformam muito pouco quando carregados, não apresentando desta forma, problemas relacionados à fadiga, proporcionando uma conexão praticamente sem deslizamento na interface aço-concreto na fase de serviço. O problema destes conectores está relacionado ao seu modo de ruptura, que geralmente é do tipo frágil, e pode ocorrer por esmagamento ou cisalhamento do concreto. Este tipo de ruptura é indesejável para qualquer tipo de construção.

Um conector de cisalhamento ideal é portanto, aquele cujo comportamento é caracterizado por deslizamento nulo (ou quase nulo) para cargas de serviço e ductilidade em estado limite último. Portanto, as características de um conector rígido são desejáveis em condições de serviço e as características de um conector flexível são desejáveis em estado limite último (VERÍSSIMO, 2007).

2.6.5. Ensaio Push-Out

O conhecimento do comportamento carga-deslizamento da conexão é de fundamental importância no estudo dos conectores de cisalhamento. Uma das maneiras de se analisar esse comportamento é por meio de ensaios tipo *push-out* padronizados. Na Figura 2.26 apresenta-se o esquema de um ensaio *push-out* típico para conectores de cisalhamento do tipo *stud*, segundo a especificação da EN 1994-1-1:2004.

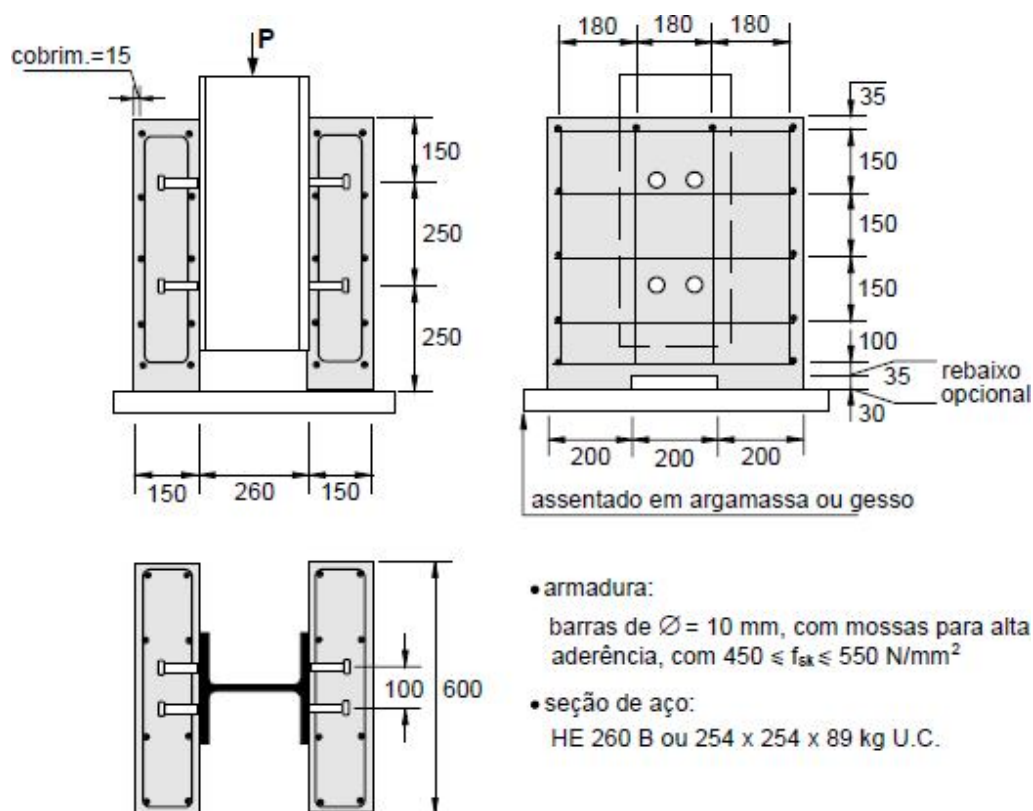


Figura 2.26 – Características de um ensaio *push-out* típico com conector *stud*, segundo a EN 1994-1-1:2004 (Cotas em milímetros).

Pelo fato dos ensaios *push-out* serem realizados de múltiplas formas em diversos lugares do mundo, a norma europeia para estruturas mistas (EN 1994-1-1:2004) estabeleceu uma especificação para o ensaio, objetivando uma padronização, que atualmente é seguida.

O ensaio consiste na aplicação de um carregamento a um perfil metálico conectado por meio de conectores de cisalhamento a duas pequenas lajes de concreto de 60 cm × 65 cm × 15 cm. O perfil metálico desliza em relação às lajes de concreto até que ocorra o colapso da conexão. Durante todo o processo de carregamento, são registrados os deslizamentos relativos entre o aço e o concreto, assim como a força atuante, em intervalos de tempo pré-fixados. Com os resultados obtidos é possível traçar a curva carga-deslizamento. As variáveis a serem investigadas incluem a geometria e as propriedades mecânicas da laje de concreto, dos conectores de cisalhamento e da armadura da laje.

3. O MODELO NUMÉRICO

3.1. Considerações preliminares

Para desenvolvimento do modelo numérico para simulação do comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto, utilizou-se o programa computacional ABAQUS, um software de análise estrutural avançada baseado no Método dos Elementos Finitos, amplamente utilizado em diferentes áreas da engenharia. O ABAQUS possui um pré e pós-processador gráfico e um “solver” com capacidade de realizar análises estáticas ou dinâmicas, lineares ou não-lineares. Além disso, o programa possui uma extensa biblioteca de Elementos Finitos, que permite a elaboração de diversos tipos de modelos, com a utilização de um ou mais tipos de materiais.

Em linhas gerais, a análise estrutural pelo Método dos Elementos Finitos requer a definição da geometria do modelo, do comportamento dos materiais, das ações, das condições de contorno e das estratégias de análise a serem utilizadas.

3.2. Geometria do modelo

O passo inicial para elaborar um modelo numérico no ABAQUS é definir um modelo geométrico que represente de maneira adequada o problema físico. Neste estudo optou-se pela criação de um modelo tridimensional (Figura 3.1). O sistema de coordenadas adotado para todos os modelos é apresentado na Figura 3.2.

Para os elementos da viga alveolar de aço foram utilizados elementos de casca fina (*shell*), que representam a superfície média das chapas de aço. Para a laje de concreto, foram utilizados elementos tipo sólido (*solid*), que permitem representar de maneira mais realista a geometria das lajes, inclusive as que utilizam forma de aço incorporada.

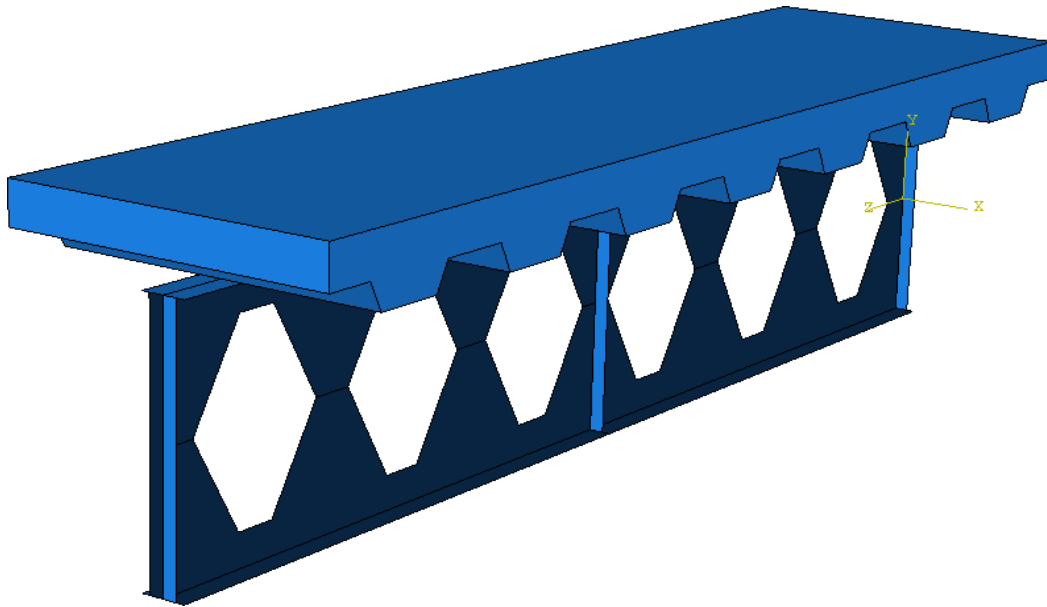


Figura 3.1 – Modelo numérico tridimensional da viga alveolar mista.

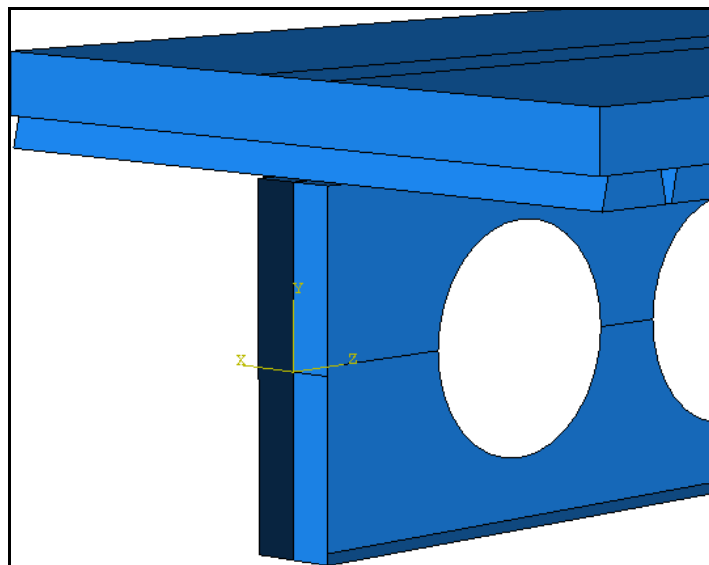


Figura 3.2 – Detalhe do sistema de coordenadas adotado para uma viga alveolar mista.

Para gerar a malha de elementos finitos foram utilizados dois tipos de elementos disponíveis na biblioteca do ABAQUS/Standard. Para a laje de concreto, foram utilizados elementos C3D8R, que são elementos sólidos lineares de oito nós, três graus de liberdade por nó, com integração reduzida. Para a viga de aço foram utilizados elementos S4R, que são elementos de casca fina com quatro nós, seis graus de liberdade por nó e integração reduzida. Como se optou por ativar a função *Quad-dominated* do controle de elementos de malha no ABAQUS, o gerador de malha do programa incorpora de maneira automática alguns elementos S3, de forma a conseguir gerar uma solução que atenda à geometria do modelo. Os elementos S3 são elementos de casca fina lineares, com três nós e seis graus de liberdade por nó.

Na Figura 3.3 apresentam-se os elementos C3D8R, S4R e S3 da biblioteca do ABAQUS / Standard, utilizados para construção do modelo de elementos finitos.

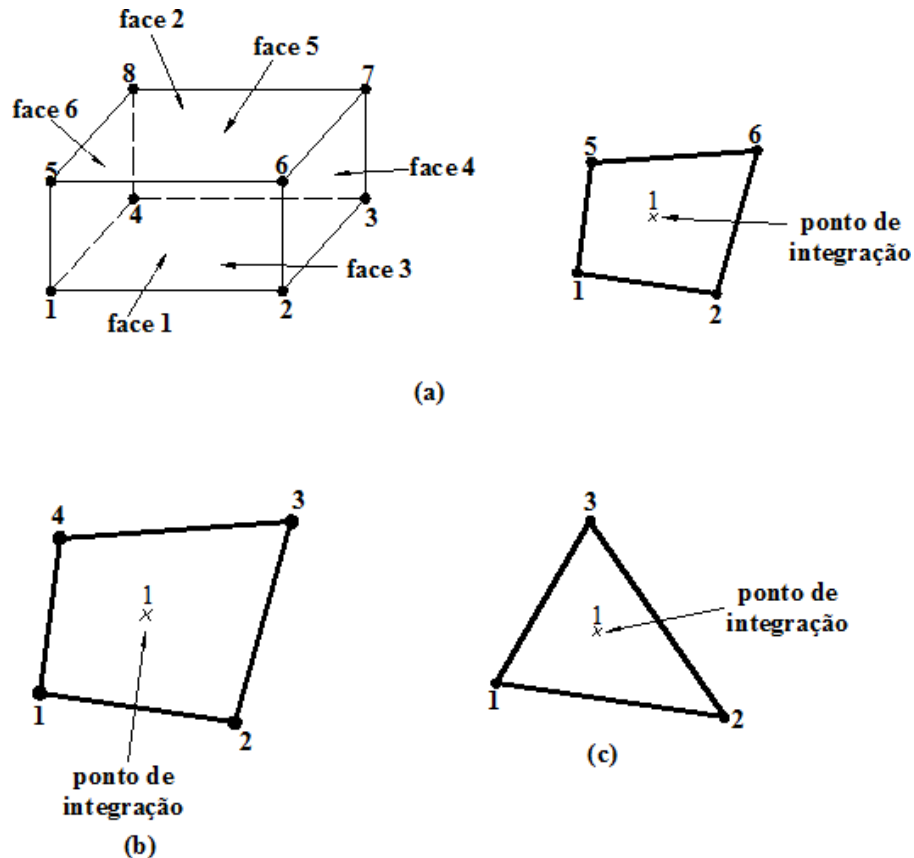


Figura 3.3 – Elementos finitos utilizados no modelo numérico: (a) elemento C3D8R; (b) elemento S4R; (c) elemento S3 (HIBBITT *et al.*, 2009).

Com base nos elementos selecionados gerou-se uma malha de elementos finitos estruturada para a laje de concreto e uma malha livre para a viga alveolar de aço. Da Figura

3.4 até a Figura 3.6 apresenta-se um exemplo das malhas de elementos finitos utilizadas para a laje de concreto e para a viga alveolar de aço.

A decisão de utilizar uma malha livre para representar a viga alveolar de aço foi tomada com base em um estudo de sensibilidade de malha realizado, o qual mostrou que não há diferenças significativas no tempo de processamento e na qualidade dos resultados ao se utilizar uma malha estruturada no lugar de uma malha livre. Por meio deste estudo observou-se que o uso de uma malha de elementos finitos estruturada para a viga de aço requer um maior tempo de trabalho para construção do modelo geométrico, sem nenhuma vantagem adicional.

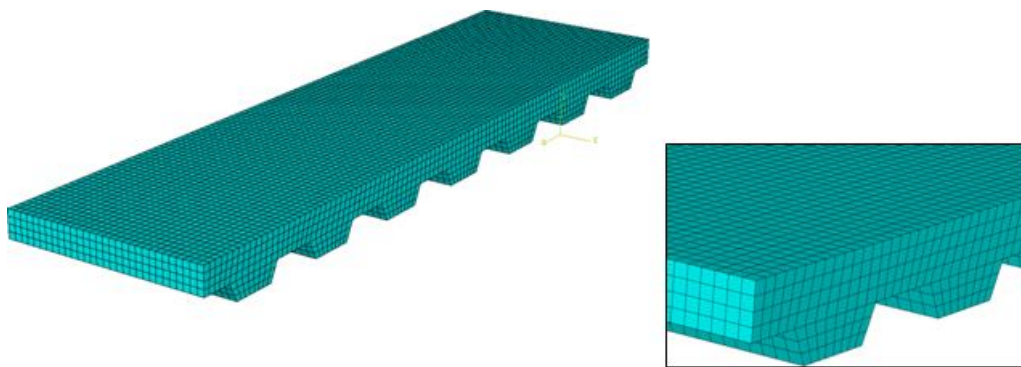


Figura 3.4 - Aspecto geral da malha de elementos finitos da laje de concreto.

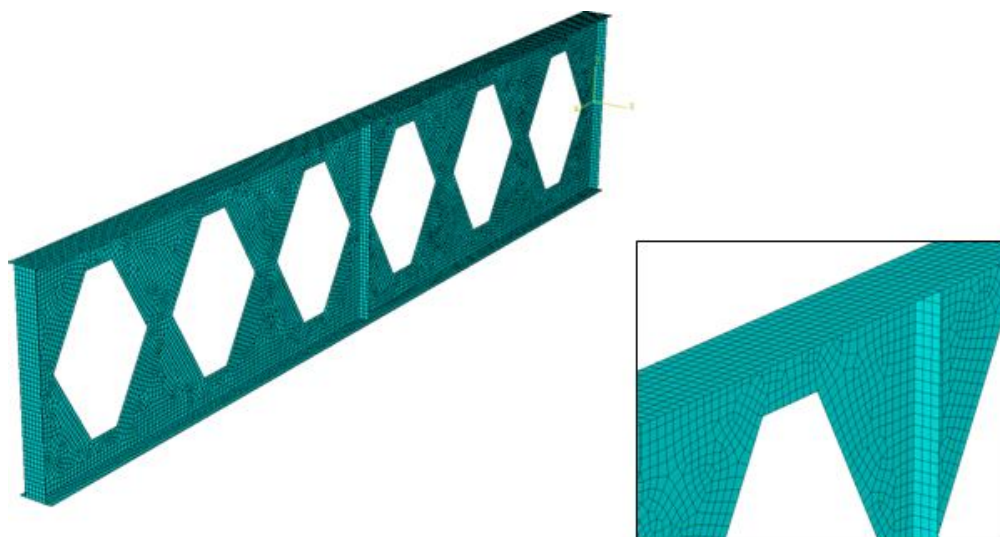


Figura 3.5 - Aspecto geral da malha de elementos finitos da viga alveolar de aço.

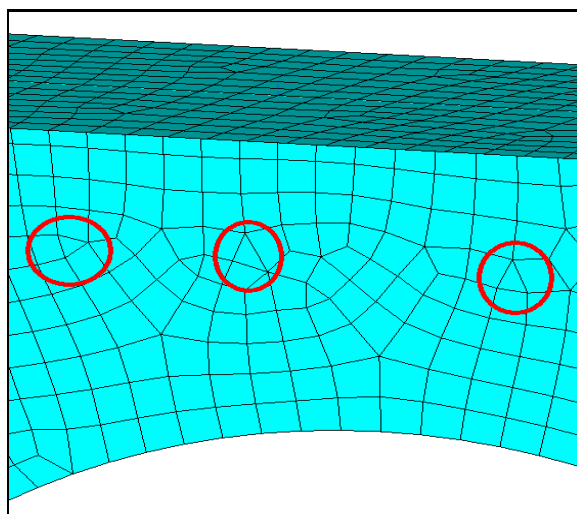


Figura 3.6 – Detalhe da malha de elementos finitos da viga alveolar de aço, com destaque para a presença de alguns elementos S3, incorporados automaticamente pelo gerador de malha do ABAQUS para atender à geometria do modelo.

Quando se trabalha com o Método dos Elementos Finitos (MEF), quanto mais refinada a malha, ou seja, quão menores forem as dimensões dos elementos, mais se aproxima do modelo real e, portanto, melhor tende a ser o resultado numérico. Porém, a partir de certo valor das dimensões dos elementos de malha, o ganho de precisão nos resultados não faz mais sentido, pois esse ganho passa a ser pequeno comparado aos fatos de o consumo de memória ser cada vez maior e de o tempo de processamento ter aumento significativo. Neste trabalho é realizada uma avaliação da objetividade de malha, no intuito de se verificar até qual dimensão dos elementos o ganho de precisão nos resultados é justificável.

3.3. Comportamento dos materiais

Para o modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho considera-se o comportamento não-linear dos materiais (aço e concreto) por meio de modelos constitutivos adequados, descritos a seguir.

3.3.1. Modelo constitutivo para o concreto

Segundo Luccioni (2003), o Modelo de Dano Contínuo é uma ferramenta que permite descrever a degradação progressiva das propriedades mecânicas de materiais e que foi amplamente desenvolvida e vem sendo aplicada em muitas situações da engenharia desde a

década de 1980. Atualmente, o Modelo de Dano com Plasticidade tem sido utilizado para descrever o comportamento tenso - deformacional de materiais frágeis, tais como concreto e cerâmica, por exemplo.

Neste trabalho, para caracterizar o comportamento mecânico do concreto utilizou-se o Modelo de Dano com Plasticidade disponível no ABAQUS. Este modelo constitutivo permite caracterizar, de maneira realista, a relação Tensão \times Deformação do concreto (Figura 3.7), especialmente a perda de rigidez a partir do ponto de sua resistência máxima, conforme pode ser observado a partir de ensaios experimentais.

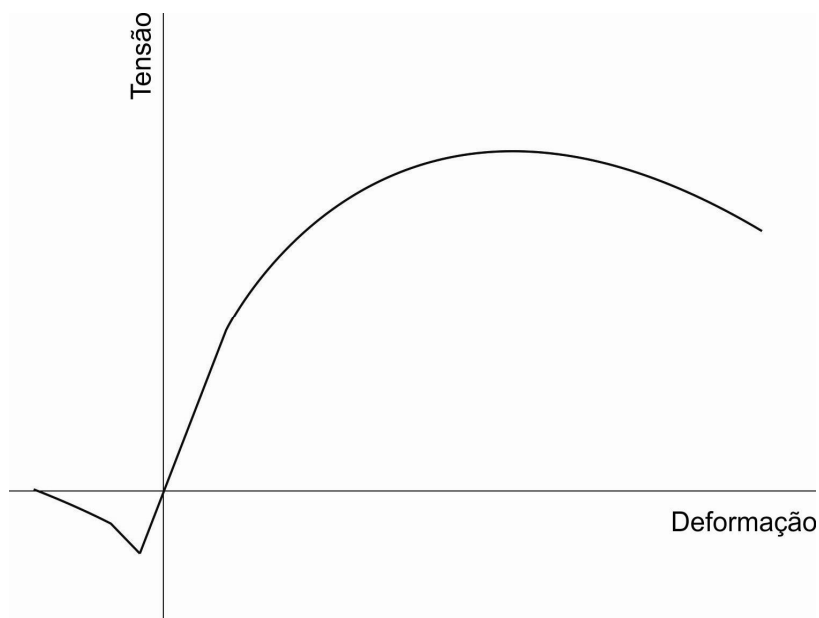


Figura 3.7 – Resposta do concreto a um carregamento uniaxial.

Para utilização do Modelo de Dano com Plasticidade no ABAQUS é necessário definir as características do concreto quanto à compressão e quanto à tração. Para o concreto comprimido deve-se definir os parâmetros do modelo *Concrete Damage Plasticity*, como a parte plástica da curva Tensão \times Deformação e o Ângulo de Dilatância. Para o concreto tracionado deve-se definir os parâmetros para consideração do efeito do concreto entre fissuras (*Tension Stiffening*).

Curva Tensão × Deformação para o concreto comprimido

Para o concreto comprimido, adotou-se uma curva Tensão × Deformação admitida para análise estrutural não linear, proposta no Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1, 2004) (Figura 3.8), dada pela expressão :

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (3-1)$$

em que:

σ_c é a tensão de compressão do concreto;

f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto;

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$;

ε_{c1} deformação correspondente à tensão máxima;

$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$.

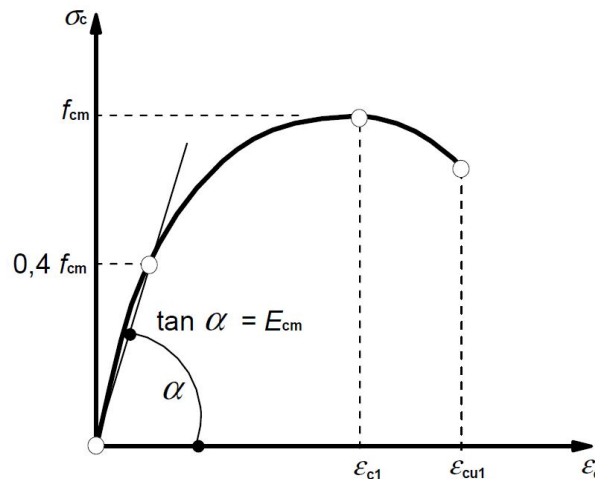


Figura 3.8 – Curva admitida para o concreto comprimido no modelo numérico (EN 1992-1-1:2004).

Ângulo de Dilatância

Segundo Malm (2009), o Ângulo de Dilatância mede a inclinação que o potencial plástico alcança para altas tensões de confinamento. Em seu trabalho, no qual é feito um estudo de simulação do comportamento do concreto em modelos numéricos, Malm (2009) afirma que baixos valores do Ângulo de Dilatância produzem um comportamento frágil no concreto, enquanto valores altos produzem um comportamento dúctil. Este autor analisou

diversas recomendações para o valor do Ângulo de Dilatância e concluiu que a diferença de comportamento do concreto é apenas marginal quando se utilizam valores entre 30° e 40°. Ainda no mesmo trabalho o autor define que o valor ideal está entre 35° e 38° para casos de alta tensão de confinamento. Em função dessas recomendações, para o modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho adotou-se um Ângulo de Dilatância $\psi = 36^\circ$.

Curva Tensão × Deformação para o concreto tracionado

Para representar o comportamento do concreto tracionado, pode-se considerar o efeito do concreto entre fissuras (*Tension Stiffening*) de acordo com uma curva Tensão x Deformação (Figura 3.9) ou uma curva Tensão × Deslocamento tri-linear (Figura 3.10) (HIBBITT *et al.*, 2009). Neste trabalho utiliza-se uma curva Tensão × Deslocamento (Figura 3.10) para a definição do comportamento do concreto tracionado.

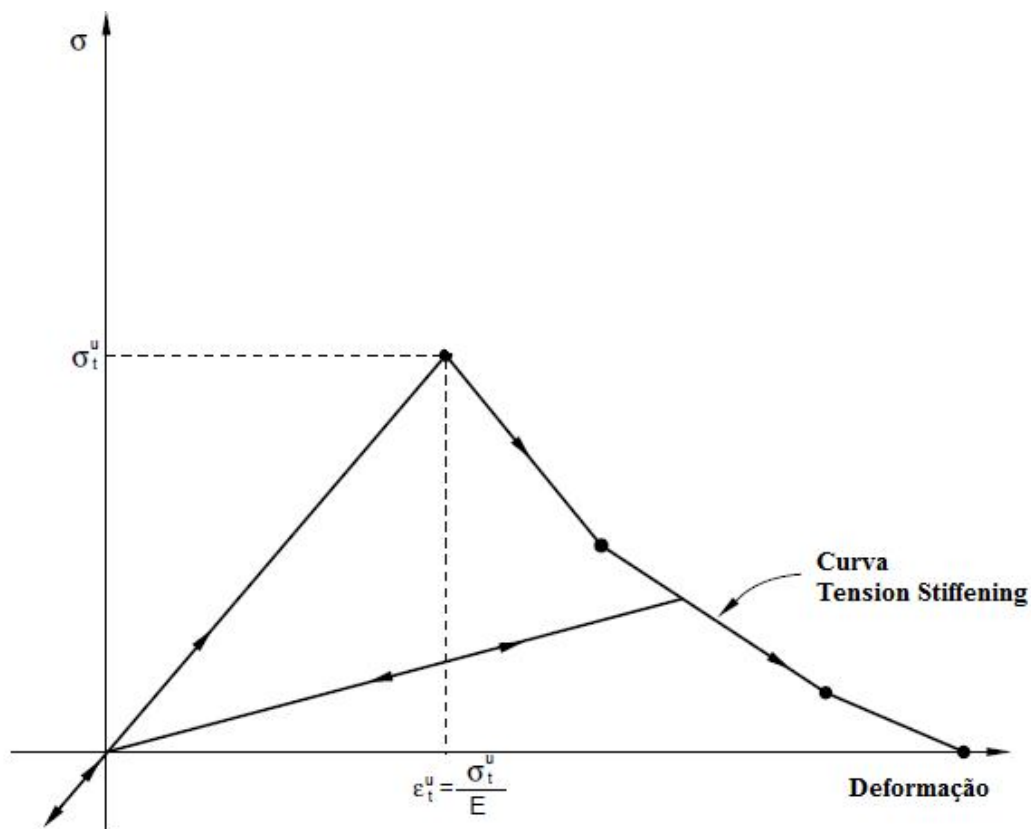


Figura 3.9 – Modelo de "*Tension-Stiffening*" para o concreto tracionado (adaptado de HIBBITT *et al.*, 2009).

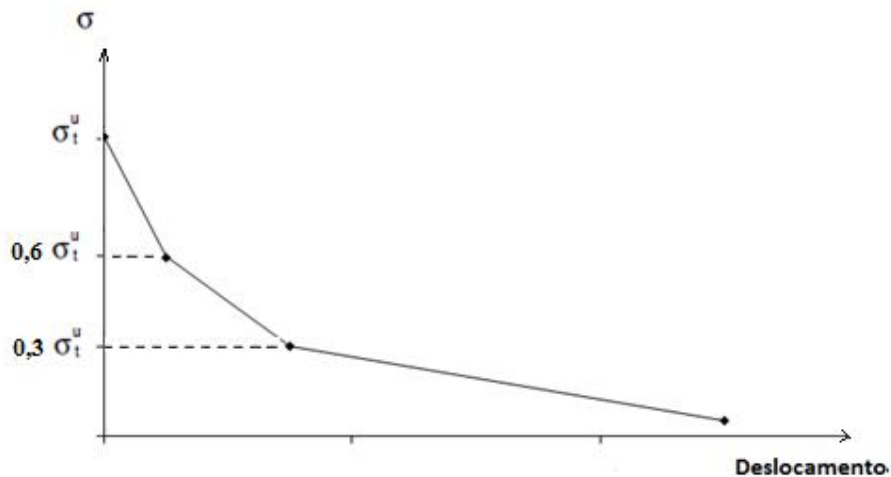


Figura 3.10 – Curva Tensão × Deslocamento pós-pico para o concreto tracionado.

Segundo Hibbitt *et al.* (2009), o maior valor de deslocamento para a curva Tensão × Deslocamento para o concreto tracionado deve estar no intervalo 0,05 a 0,08mm. Porém, segundo Fink *et al.* (2007), até um deslocamento de 1,00 mm a resposta estrutural é muito semelhante àquela obtida quando se utiliza o valor máximo sugerido por Hibbitt *et al.* (2009).

Tendo em vista a grande variação entre os valores mínimo (0,05 mm) e máximo (1,0 mm) para o deslocamento citado anteriormente, aplica-se a Teoria de Hillerborg para definir de maneira mais adequada o deslocamento máximo para o concreto tracionado. Pela teoria de Hillerborg (HIBBITT *et al.*, 2009) define-se que a energia necessária para abrir uma fratura (G_f) é um parâmetro do material. Segundo essa Teoria, o comportamento frágil do concreto pode ser caracterizado por uma curva Tensão × Deslocamento linear, na qual a área abaixo da curva representa a energia de fratura (G_f). Segundo o proposto em Hibbitt *et al.* (2009), o valor de G_f varia entre 40 N/m (para concreto com resistência à compressão de aproximadamente 20 MPa) e 120 N/m (para concreto com resistência à compressão de aproximadamente 40 MPa). Portanto, conhecendo o valor da energia de fratura (G_f) e da tensão de ruptura à tração (σ_{t0}), é possível calcular o deslocamento máximo da curva Tensão × Deslocamento para o concreto tracionado (u_{10}), dado pela equação a seguir:

$$u_{10} = \frac{2 G_f}{\sigma_{t0}} \quad (3-2)$$

em que:

u_{10} é o deslocamento na ruptura;

G_f é a energia de fratura;

σ_{10} é a resistência do concreto à tração.

Neste trabalho foram realizados vários testes utilizando-se diversos valores para o deslocamento máximo u_{10} , chegando-se a um valor de 0,50 mm, que se encontra abaixo do valor máximo especificado por Fink *et al.* (2007).

3.3.2. Modelo constitutivo para o aço

Para caracterizar o comportamento mecânico do aço adotou-se um modelo constitutivo elasto-plástico sem encruamento, associado ao critério de escoamento de Von Mises (Figura 3.11).

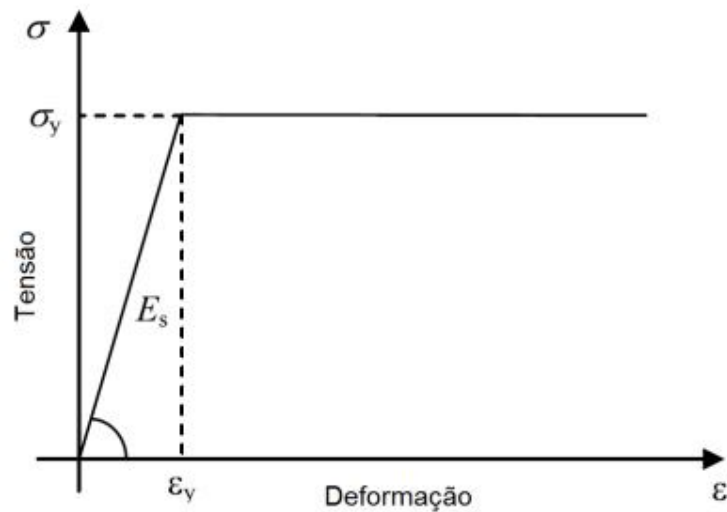


Figura 3.11 – Curva Tensão × Deformação para o aço.

3.4. Condições de contorno

Outro aspecto importante no desenvolvimento de um modelo numérico é a definição das condições de contorno. Para o modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho foram admitidas as seguintes restrições (ver Figura 3.12):

- impedimento à translação lateral (direção do eixo X): nos apoios (aplicado nas extremidades nas junções entre alma e mesas do perfil de aço e nas extremidades da laje de concreto) e na seção transversal do centro do vão (aplicado na interseção da alma com a mesa superior do perfil de aço);
- impedimento à translação vertical (direção do eixo Y): nos apoios (aplicado no centro da alma do perfil de aço);
- impedimento à translação longitudinal (direção do eixo Z): em um dos apoios (aplicado no centro da alma do perfil de aço).

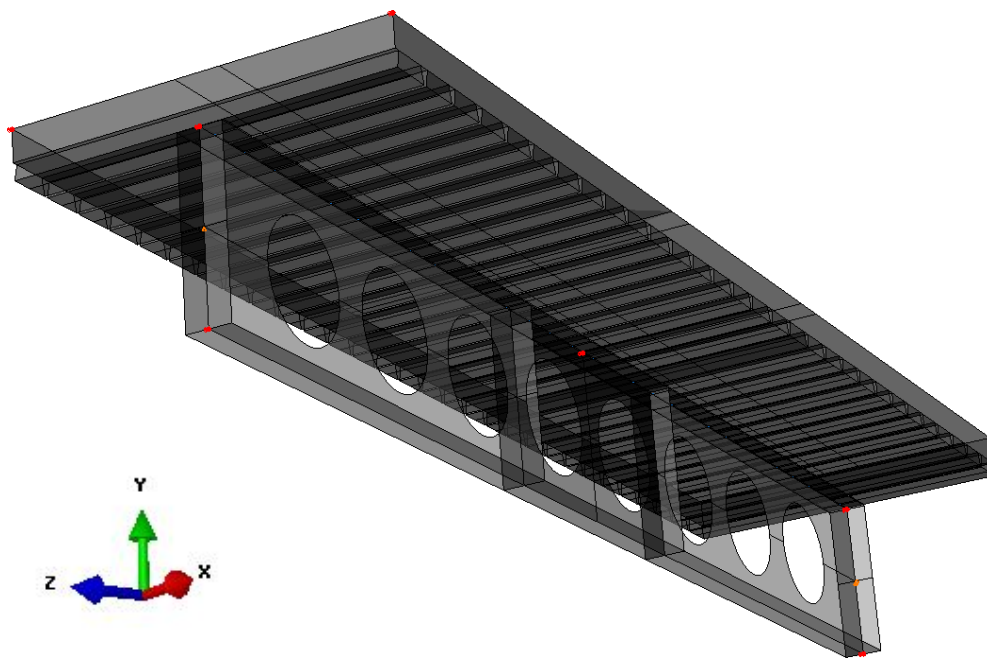


Figura 3.12 – Representação das condições de contorno para os modelos de elementos finitos.

3.5. Interação entre o aço e o concreto

Segundo Davalos *et al.* (2012), uma das características mais importantes de um modelo numérico de viga mista é a simulação da interação entre a laje de concreto e a viga de aço. Neste trabalho foram consideradas duas maneiras distintas para simular tal interação, conforme descrito a seguir:

- **utilização de restrições entre superfícies ou nós:** com o uso de restrições ao deslocamento (restrição "tie" no ABAQUS), pode-se simular a interação completa entre aço e concreto, com a transmissão de todo o fluxo de cisalhamento que ocorre na interface entre a laje de concreto e a viga de aço. Com o uso do "tie" de superfície vinculam-se duas superfícies que estejam em contato no modelo geométrico, obrigando que os deslocamentos de todos os nós da malha de elementos finitos de ambas as superfícies sejam iguais. Com o uso do "tie" pontual, impõe-se que apenas os deslocamentos de dois nós do modelo geométrico, que correspondem a dois nós distintos da malha de elementos finitos, sejam iguais. Como o número de nós vinculados com o "tie" pontual é menor do que quando se utiliza o "tie" de superfície, o tempo de processamento e o consumo de memória para o primeiro caso são menores.
- **utilização de elementos de conexão entre nós:** com a utilização de elementos de conexão entre nós da malha (*constraint connector elements* tipo CONN3D2 no ABAQUS) pode-se simular a ocorrência de diferentes graus de interação entre aço e concreto, com a transmissão de parte (interação parcial) ou da totalidade (interação completa) do fluxo de cisalhamento que ocorre na interface entre a laje de concreto e a viga de aço. Para isso, para cada elemento de conexão considera-se um modelo constitutivo dado pela curva Força \times Deslizamento dos conectores de cisalhamento obtida por meio de ensaios *push-out*. Segundo Davalos *et al.* (2012), o uso de elementos de conexão entre múltiplos nós da malha permite simular a interação entre aço e concreto de maneira realista. Nas simulações onde essa estratégia foi adotada, foram admitidas as seguintes restrições para os elementos de conexão CONN3D2 que ligam a laje de concreto e a viga de aço: acoplamento dos três graus de liberdade rotacionais (RX, RY e RZ) (sem rotação relativa entre os nós) e acoplamento do deslocamento vertical (direção do eixo Y) (sem deslocamento relativo vertical entre os nós). A curva Força \times Deslizamento do conector de cisalhamento foi considerada na direção dos eixos X e Z.

3.6. Estratégias de análise

Para simular o comportamento das vigas alveolares mistas de maneira realista, nas quais podem ocorrer fenômenos de instabilidade, é necessário considerar a influência das imperfeições iniciais da viga de aço.

Como estratégia geral de análise, decidiu-se por realizar numa primeira fase uma análise de flambagem elástica, por meio da qual se obtém o modelo geométrico com uma configuração deformada tal, que é admitida como sendo representativa da distribuição de imperfeições iniciais na viga de aço. Numa segunda fase, tomando-se por base o modelo geométrico com as imperfeições iniciais na viga de aço, realiza-se uma análise considerando a não-linearidade material e geométrica.

3.6.1. Análise de flambagem elástica

Por meio de uma análise de flambagem estima-se a carga crítica de flambagem elástica e os modos de flambagem da viga alveolar mista. Para esta análise, aplica-se o carregamento ao modelo na forma de uma perturbação linear do tipo *buckle* e a solução é obtida pelo método de iteração *Subspace* (BATHE, 1996).

Com a realização da análise de flambagem obtêm-se os autovalores e autovetores correspondentes aos vários modos de flambagem do modelo. Os autovalores representam os fatores de carga para os quais ocorrem a flambagem e os autovetores definem as configurações deformadas do modelo.

Como resultado final dessa análise obtém-se a configuração deformada referente ao modo de menor energia ou o que mais se aproxima do fenômeno identificado no modelo experimental, quando o mesmo estiver disponível. Admite-se que o modelo deformado assim obtido representa, de maneira aproximada, a distribuição de imperfeições iniciais na viga de aço. Na Figura 3.13 apresenta-se um dos modos de flambagem de um dos modelos analisados, obtido por meio do ABAQUS.

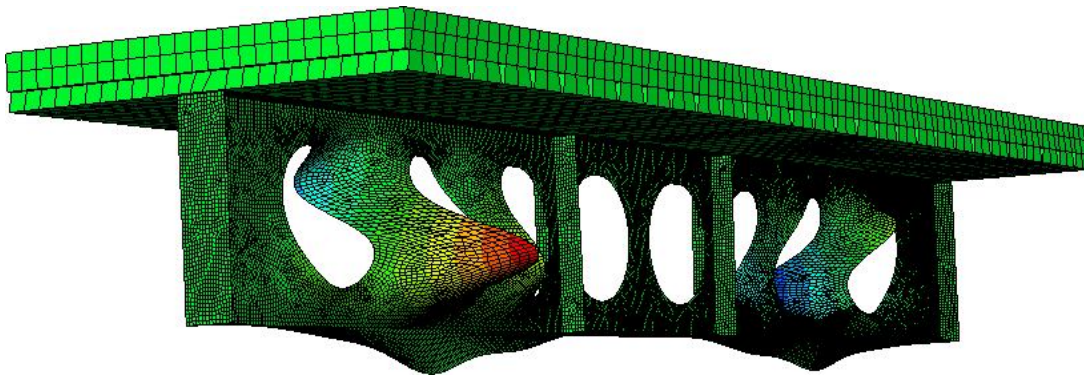


Figura 3.13 – Modo de flambagem de um modelo de viga alveolar mista, obtido por meio do ABAQUS.

3.6.2. Análise não-linear material e geométrica

Com a realização de uma análise não-linear material e geométrica, é possível simular o comportamento do modelo durante todas as fases do carregamento. Neste tipo de análise considera-se o comportamento dos materiais por meio dos respectivos modelos constitutivos e a influência dos deslocamentos sobre as solicitações, à medida que o carregamento é introduzido.

Tendo em vista que nas vigas alveolares mistas podem surgir fenômenos de instabilidade, como a flambagem dos montantes de alma, como ponto de partida para a análise não-linear toma-se o modelo geométrico com imperfeições iniciais na viga de aço, obtido a partir da análise de flambagem elástica realizada previamente (item 3.6.1). Como estratégia de análise, decidiu-se por aplicar o carregamento em dois passos. Para o primeiro passo de carga (Passo 1), que representa aproximadamente 70 a 80% da carga máxima esperada para o modelo, o carregamento é aplicado em pequenos incrementos e o equilíbrio é obtido pelo Método de Newton-Raphson (ver item 2.6.2). Para o segundo passo de carga (Passo 2), que normalmente supera a carga máxima esperada para o modelo, também são aplicados pequenos incrementos de carga e o equilíbrio é obtido pelo Método de Riks modificado (ver item 2.6.2).

Imperfeições iniciais

Não existe uma prescrição específica para consideração das imperfeições iniciais na análise não-linear de vigas alveolares mistas, porém algumas recomendações têm sido

feitas por alguns autores. Simms (2008) *apud* Bake (2010) indica que o valor máximo das imperfeições iniciais deve ser de $H/600$, sendo H a altura total do perfil. Vieira (2011) utilizou o valor de $H/2000$ para a análise de vigas alveolares de aço. Com base em um estudo de sensibilidade realizado, para o presente trabalho admitiu-se um valor máximo de $H/1000$ para as imperfeições iniciais, o qual levou à obtenção de resultados numéricos mais próximos aos experimentais disponíveis.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A fim de validar o modelo numérico foram analisados cinco modelos experimentais de vigas alveolares mistas de aço e concreto, com aberturas simétricas, cujos resultados de ensaio estão disponíveis na literatura. Esse conjunto é formado por duas vigas casteladas mistas ensaiadas por Megharief (1997) e três vigas celulares mistas ensaiadas por Nadjai (2005) *apud* Bake (2010). Na Tabela 1 apresenta-se a relação dos modelos experimentais considerados para validação do modelo numérico.

Tabela 1 - Modelos experimentais e modelos numéricos correspondentes.

Referência	Modelo experimental	Modelo numérico
Megharief (1997)	<i>Beam 2</i>	MR-B2
	<i>Beam 5</i>	MR-B5
Bake (2010)	<i>Beam 1A</i>	Ulster-1A
	<i>Beam 1B</i>	Ulster-1B
	RWTH <i>Beam 3</i>	RWTH-B3

4.1. Modelo MR-B2

4.1.1. Descrição do modelo experimental

A viga castelada mista de aço e concreto denominada *Beam 2* foi ensaiada por Megharief (1997) e corresponde a uma viga biapoiada com carga concentrada no centro do vão. Na

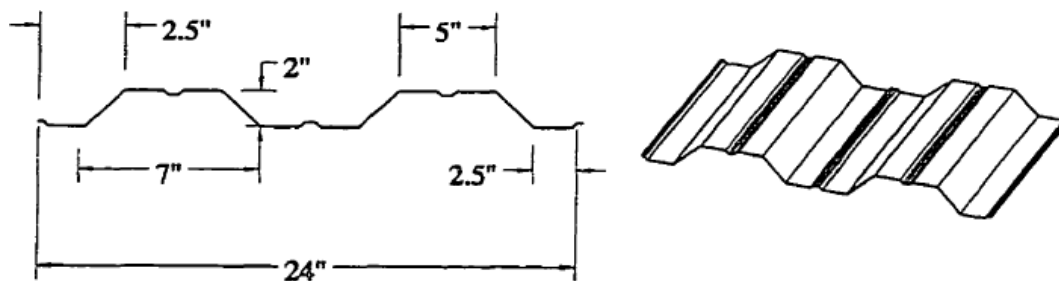


Figura 4.2 – Características geométricas da forma de aço incorporada à laje (MEGHARIEF, 1997) (Dimensões em polegadas).

Viga castelada de aço

A viga castelada de aço foi fabricada a partir de um perfil Bantam B12×11,8 produzido pela *Chaparral Steel Company* (EUA). O perfil é composto por aço ASTM A529 Grau 50, com resistência ao escoamento média para alma e mesas de 314 MPa e 318 MPa, respectivamente.

Os enrijecedores de alma estão localizados em ambos os lados da viga, tanto nos apoios, como no centro do vão, com largura de 25 mm e espessura de 9,5 mm (Figura 4.1).

Laje de concreto

A laje de concreto possui largura de 584 mm e altura total de 127 mm, sendo 76 mm da capa e 51 mm da nervura da forma de aço incorporada (Figura 4.1). A laje foi projetada com um concreto de 25 MPa de resistência à compressão cilíndrica característica. No momento do ensaio foi avaliada a resistência à compressão do concreto, cujo valor médio foi de 38,4 MPa. A resistência à tração do concreto foi adotada em função de $f_{cm}=38,4$ MPa, conforme a formulação proposta no Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2004), dada pela expressão $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, para $f_{cm} \leq C50/60$.

4.1.2. Descrição do modelo numérico

Para simular o comportamento estrutural da viga castelada mista, desenvolveu-se um modelo de elementos finitos, conforme descrito no Capítulo 3. A malha de elementos finitos da viga de aço possui 12.303 nós, 11.676 elementos tipo S4R e 162 elementos tipo S3, com dimensão máxima de 10 mm. Já a laje de concreto possui 22.134 nós, 17.520

elementos tipo C3D8R, com dimensão máxima de 20 mm. Todos os elementos possuem características conforme apresentado no item 3.2.

Inicialmente foi realizada uma análise de flambagem elástica, tendo em vista que o modo de colapso esperado era a flambagem dos montantes de alma (ver item 3.6.1). Escolheu-se o 4º modo de flambagem (Figura 4.3), dentre aqueles obtidos no ABAQUS através da análise de flambagem elástica. Neste caso, o 4º modo de flambagem foi escolhido por ser o que mais se aproxima do modo de colapso identificado no modelo experimental *Beam 2*.

Para o aço admitiu-se um comportamento elasto-plástico perfeito, com Módulo de Elasticidade de 210.000 MPa e coeficiente de Poisson de 0,30.

Para o concreto admitiu-se um modelo constitutivo elasto-plástico, considerando o Modelo de Dano com Plasticidade, com módulo de elasticidade de 29.430 MPa, obtido por meio de ensaio, e coeficiente de Poisson de 0,20. Para definição do Modelo de Dano com Plasticidade do concreto adotou-se um ângulo de dilatância de 36º e resistência à compressão cilíndrica de 38,4 MPa. A resistência à tração do concreto foi adotada em função de $f_{cm}=38,4$ MPa, conforme a formulação proposta no Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2004), dada pela expressão $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, para $f_{cm} \leq C50/60$.

Para a representação da interação aço-concreto foram utilizados elementos de conexão tipo *CONN3D2* com comportamento elasto-plástico (ver item 3.5) a fim de representar a interação parcial desenvolvida no modelo experimental. Para esses conectores definiu-se um modelo constitutivo formado pela curva Força \times Deslizamento, obtida para conectores tipo pino com cabeça com diâmetro de 12,7 mm, apresentada por Megharief (1997) (Figura 4.4). A rigidez adotada para a fase elástica dos conectores é de 331,25 MPa. No modelo numérico, foram dispostos dois conectores por nervura da forma de aço incorporada à laje, de forma semelhante ao que foi feito no modelo experimental.

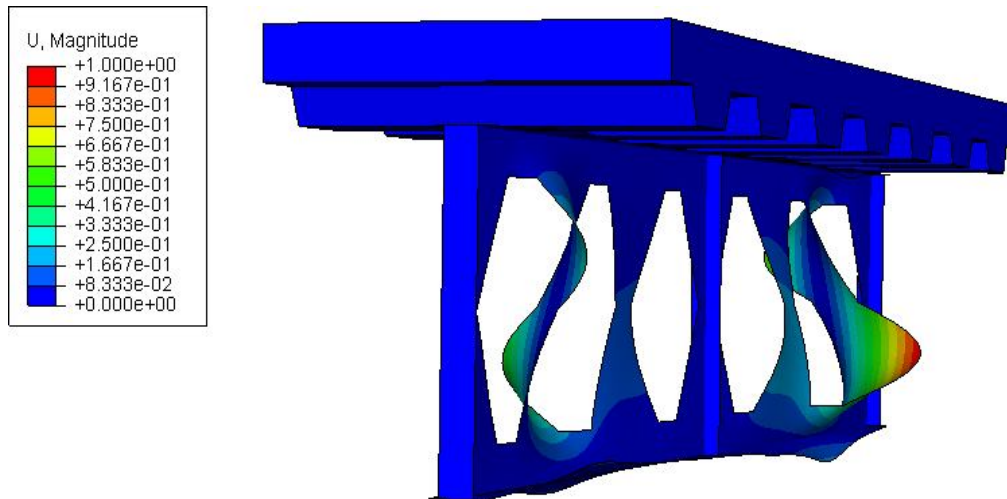


Figura 4.3 - Modo de flambagem escolhido para o modelo numérico MR-B2.

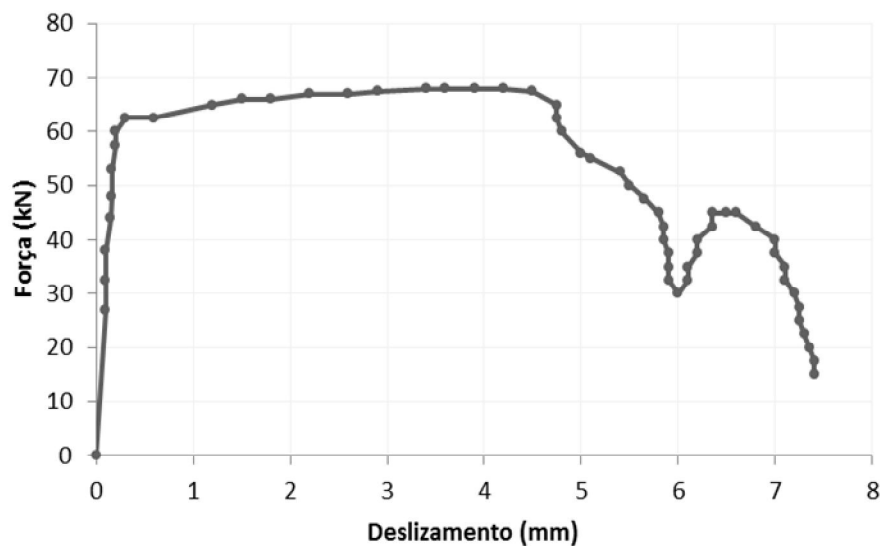


Figura 4.4 – Curva Força-Deslizamento (adaptado de MEGHARIEF, 1997).

4.1.3. Resultados

Na Figura 4.5 apresentam-se as curvas Carga \times Flecha para o modelo experimental *Beam 2* e os resultados obtidos por meio da análise numérica não-linear, considerando o modelo numérico descrito no item 4.1.2, no qual foram utilizados elementos de conexão tipo *CONN3D2* para representar a interação parcial entre aço e concreto. A carga máxima

obtida por meio do modelo experimental foi de 175,5 kN, enquanto que a obtida por meio do modelo numérico MR-B2 foi de 183,3 kN, o que representa uma diferença da ordem de 4,4 % com relação ao valor experimental.

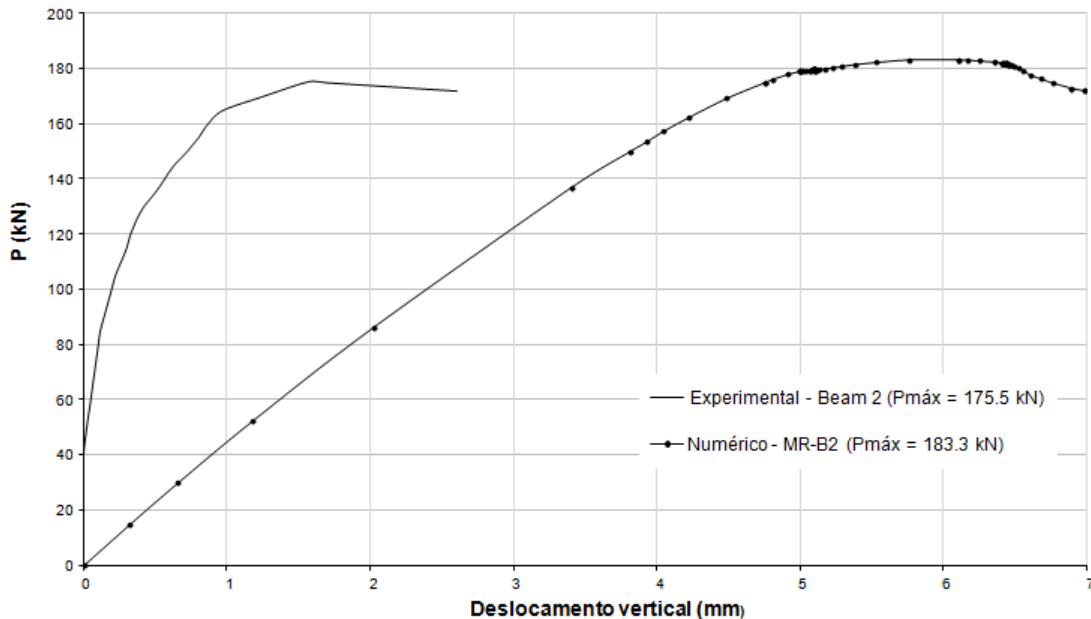


Figura 4.5 - Curvas Carga × Flecha para os modelos *Beam 2* e MR-B2.

A distribuição das tensões de Von Mises na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico é apresentada na Figura 4.6. Nota-se que em algumas regiões da viga de aço a resistência ao escoamento das mesas, com valor de 318 MPa, foi alcançada.

A distribuição das tensões na direção Z, S33, na laje de concreto para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico é apresentada na Figura 4.7. Observa-se que foram atingidas tensões entre 3,50 e 7,00 MPa na região central da laje, o que demonstra que o colapso não é governado pela laje de concreto, cuja resistência à compressão do concreto foi de 38,4 MPa. Observa-se também uma concentração de tensões de cerca de 22,0 MPa na região na qual foi aplicado o carregamento na viga alveolar mista. Ressalta-se que essa concentração de tensões representa um problema numérico e que no ensaio esse comportamento não ocorre, uma vez que a carga não é aplicada diretamente na viga alveolar mista, mas em um perfil I posicionado sobre a laje de concreto.

Na Figura 4.8 apresenta-se a distribuição de deslocamentos na direção do eixo X da viga mista para um nível de carga pós-colapso, correspondente a 95% da carga máxima alcançada no modelo numérico. Na Figura 4.9 apresenta-se um detalhe dos montantes de alma para o mesmo nível de carga, com escala ampliada duas vezes.

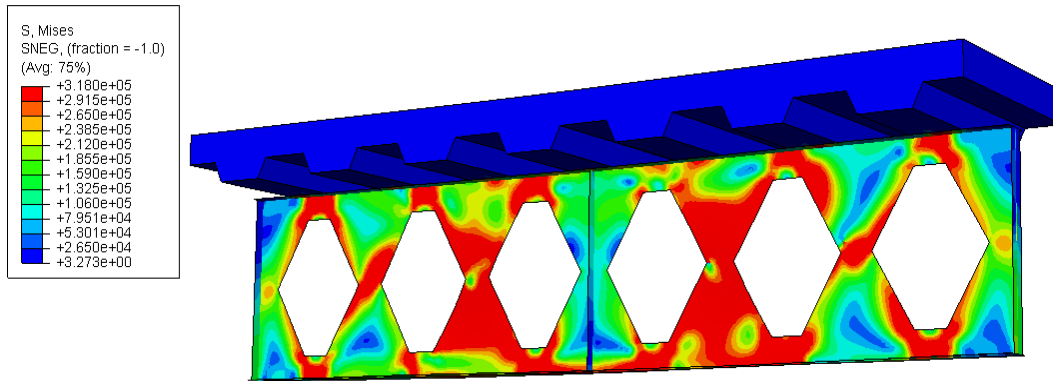


Figura 4.6 - Distribuição de tensões de Von Mises (kN/m^2) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico MR-B2.

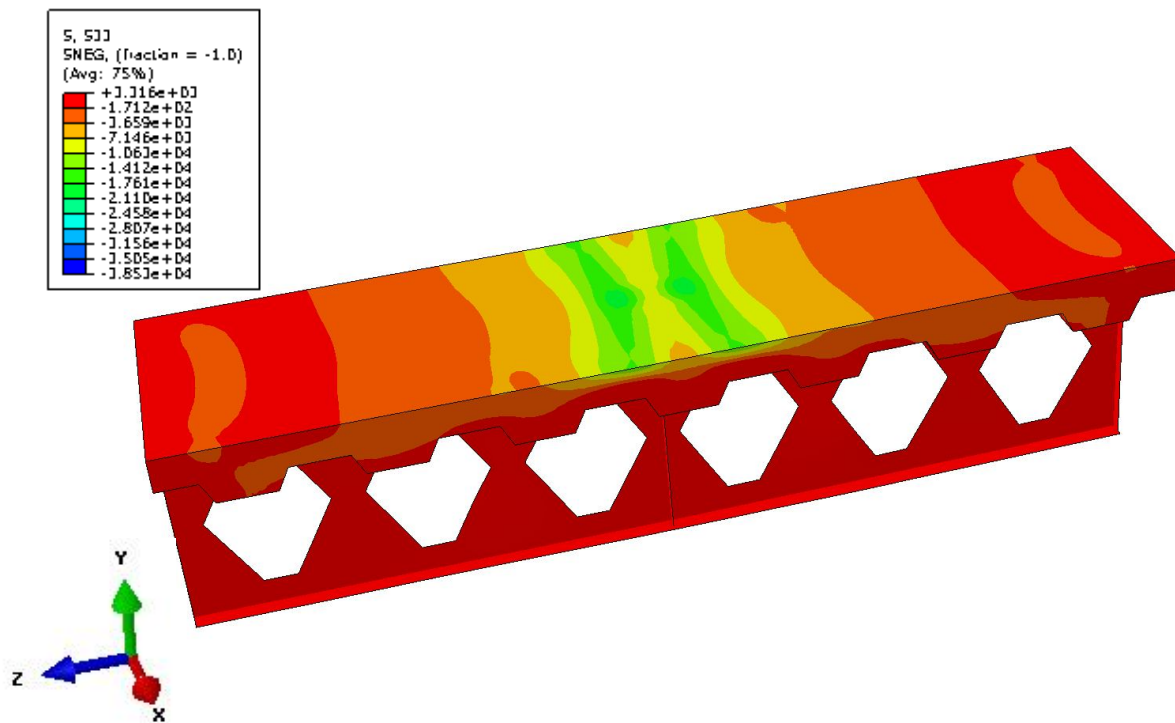


Figura 4.7 - Distribuição de tensões S33 (kN/m^2) na laje de concreto para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico MR-B2.

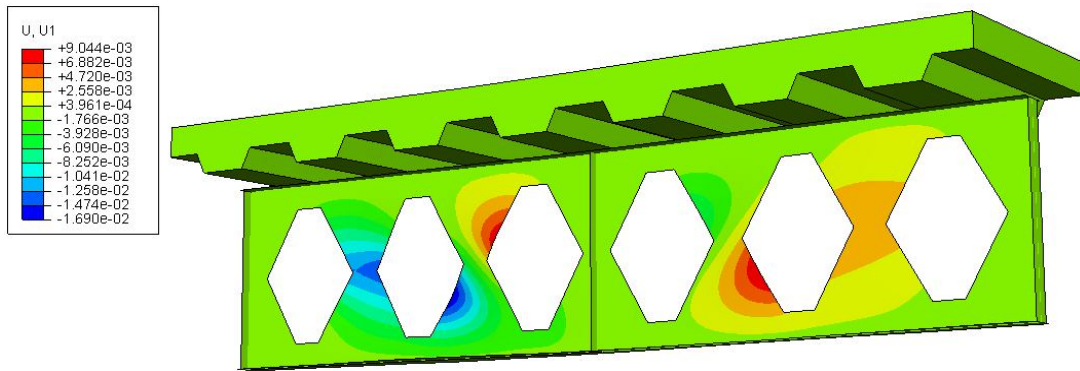


Figura 4.8 - Distribuição de deslocamentos (m) na direção do eixo X da viga mista para um nível de carga pós-colapso correspondente a 95% da carga de máxima alcançada no modelo numérico MR-B2.

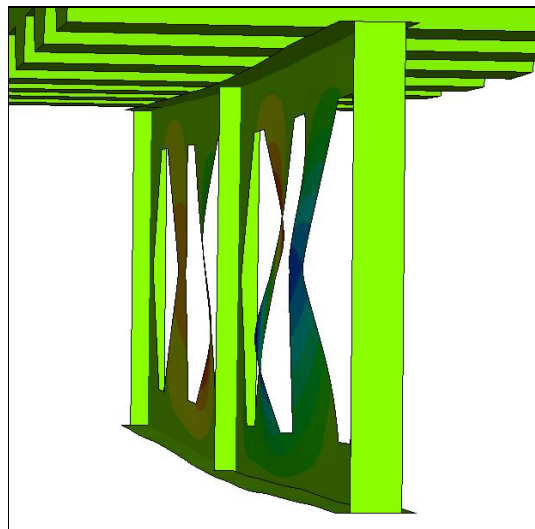


Figura 4.9 - Detalhe dos montantes de alma (com escala ampliada duas vezes) para um nível de carga pós-colapso correspondente a 95% da carga máxima alcançada no modelo numérico MR-B2.

Tendo em vista a grande diferença de rigidez inicial entre o modelo experimental (*Beam 2*) e o modelo numérico com interação parcial (MR-B2), foi implementado um modelo numérico adicional, com características semelhantes às descritas no item 4.1.2, considerando a interação completa entre aço e concreto. Para isso, foram utilizadas restrições de deslocamento entre as superfícies do perfil e da laje, do tipo “tie” de superfície. Os resultados desta análise são apresentados na Figura 4.10.

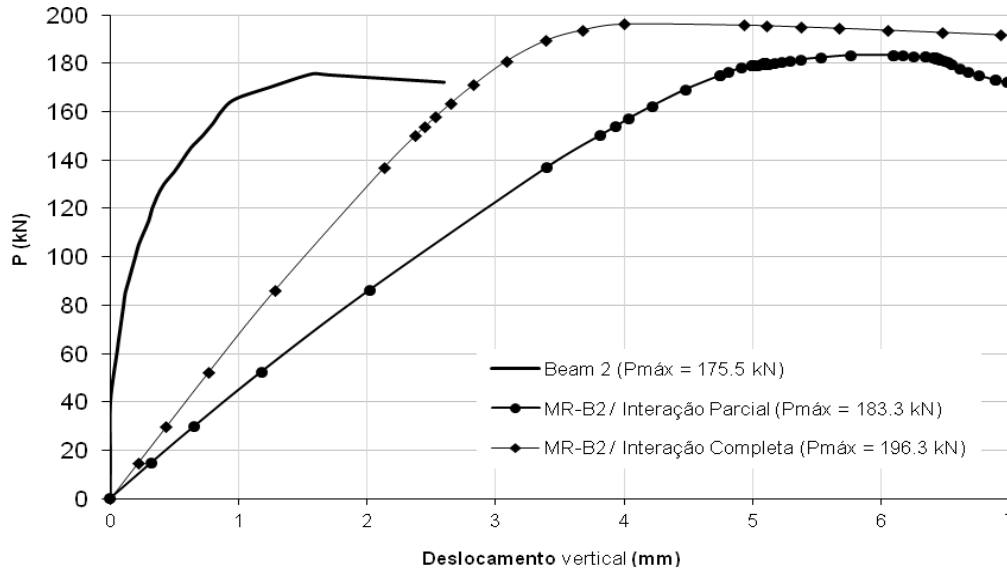


Figura 4.10 - Curvas Carga \times Flecha para os modelos *Beam 2*, MR-B2 considerando interação parcial e MR-B2 considerando interação completa.

4.1.4. Análise dos resultados

Com base na comparação dos resultados experimentais com os que foram obtidos por meio do modelo numérico (Figura 4.5), pode-se afirmar que o modelo numérico foi capaz de representar adequadamente o comportamento da viga castelada mista em condições de colapso, o que fica evidenciado pela proximidade entre a carga máxima experimental e a carga máxima numérica.

Apesar da proximidade entre as cargas máximas, nas curvas Carga \times Flecha da Figura 4.5 pode-se observar que o modelo experimental *Beam 2* apresenta uma rigidez inicial bem maior do que a observada no modelo numérico MR-B2. O comportamento observado nos resultados do modelo experimental pode ser atribuído à dificuldade em se medir deslocamentos verticais muito pequenos ou à influência do atrito nos apoios de extremidade, o que poderia gerar uma dificuldade de giro da viga nesses apoios, produzindo menores flechas no meio do vão. No entanto, as informações disponíveis no trabalho de Megharief (1997) não permitem dirimir algumas dúvidas sobre o ensaio realizado.

Conforme pode ser observado na Figura 4.10, a rigidez apresentada pelo modelo experimental *Beam 2* é maior do que a verificada numericamente mesmo com a

consideração da interação completa no modelo numérico, o que reforça as hipóteses sobre o comportamento discutidas anteriormente. Ou seja, mesmo se houvesse interação completa, a viga alveolar mista não deveria apresentar a rigidez observada no modelo experimental *Beam 2*. Tudo isso reforça a ideia de que o modelo numérico MR-B2 é coerente com o comportamento esperado para a viga alveolar mista com interação parcial.

Em função dos resultados obtidos (Figura 4.5), pode-se afirmar ainda que a estratégia adotada para simular a interação entre aço e concreto no modelo numérico foi capaz de representar adequadamente o comportamento da viga castelada mista. Portanto, o modelo numérico desenvolvido permite considerar diferentes graus de interação entre aço e concreto, por meio da adoção de um modelo constitutivo capaz de representar adequadamente os conectores de cisalhamento.

Analisando a Figura 4.6, observa-se que o colapso deste modelo está associado à flambagem dos montantes de alma. De acordo com a distribuição de deslocamentos no eixo X (Figura 4.8), pode-se observar que a parte superior dos montantes mais solicitados se desloca para fora do plano da alma em um sentido e que a parte inferior dos montantes se desloca para fora do plano da alma no sentido contrário, o que permite caracterizar o colapso por flambagem do montante de alma devido ao cisalhamento, uma vez que, além de deslocar-se para fora do plano da alma em sentidos opostos, os montantes sofrem efeito de torção (ver item 2.5.3). O detalhe mostrado na Figura 4.9 reforça esta conclusão. Esse modo de colapso é condizente com o que foi observado no modelo experimental e destacado por Megharief (1997) em suas observações para a viga *Beam 2*.

4.2. Modelo MR-B5

4.2.1. Descrição do modelo experimental

A viga castelada mista de aço e concreto denominada *Beam 5* foi ensaiada por Megharief (1997) e corresponde a uma viga biapoiada com carga concentrada no centro do vão. Na Figura 4.11 apresentam-se as características geométricas do modelo experimental, com vão de 5950 mm entre apoios. A viga castelada de aço possui uma altura expandida de 478 mm, com distância entre centros das aberturas de 356 mm (Figura 4.11).

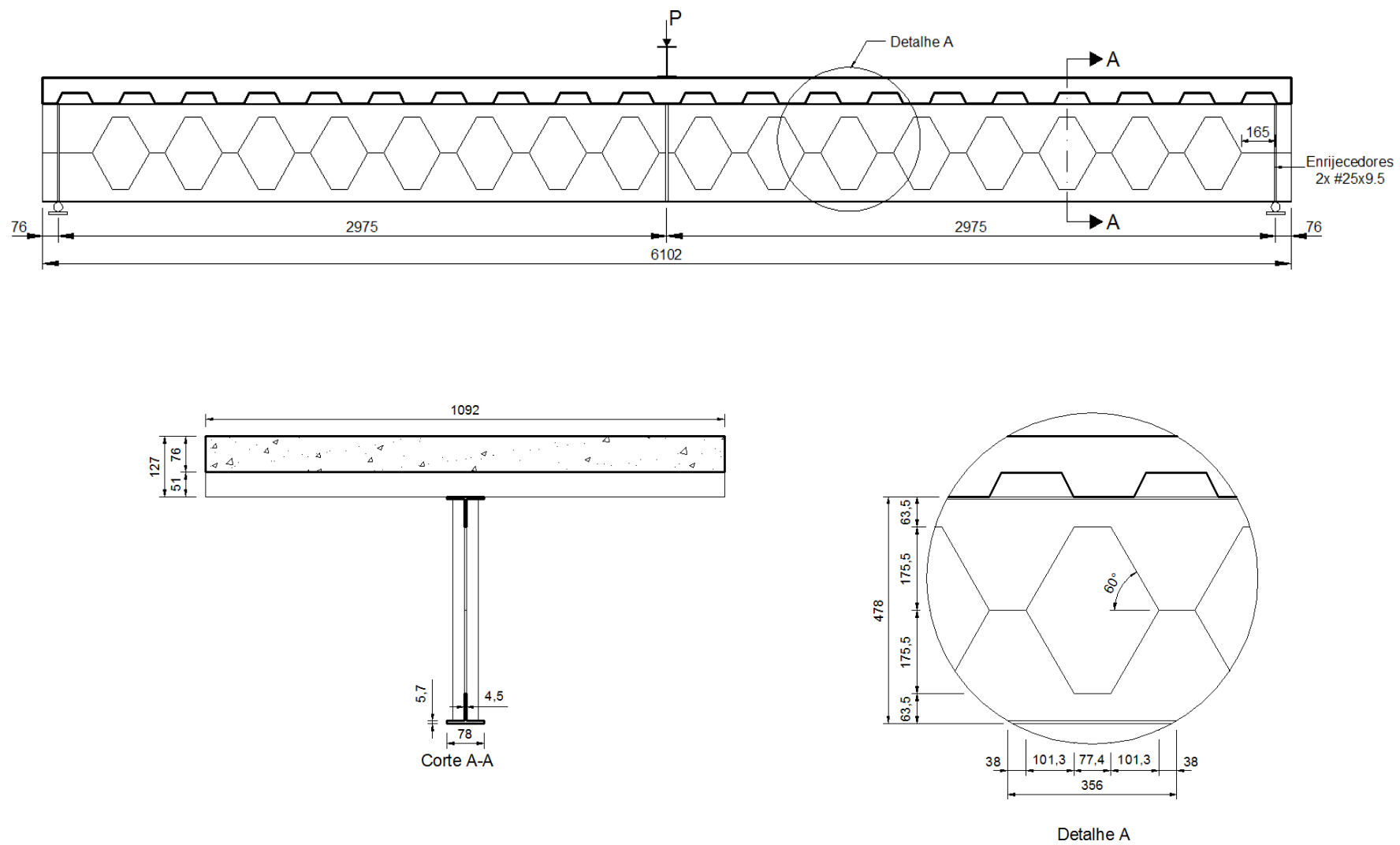


Figura 4.11 - Características geométricas da viga *Beam 5* (Dimensões em milímetros).

Como ocorre movimento relativo na superfície de contato (interface) aço-concreto, para esse modelo, segundo Megharief (1997), considerou-se interação parcial entre aço e concreto, com um grau de interação de 54%. Essa interação foi assegurada com a utilização de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça (*Stud Bolt Nelson*), com diâmetro de 12,7 mm e disposição de um conector a cada nervura alternada da forma de aço incorporada à laje. As características geométricas da forma de aço incorporada são as mesmas da forma de aço usada no modelo *Beam 2* (item 4.2.1), conforme mostrado na Figura 4.11.

Viga castelada de aço

A viga castelada de aço foi fabricada a partir de um perfil Bantam B12×11,8 produzido pela Chaparral Steel Company (EUA). O perfil é composto por aço ASTM A529 Grau 50, com resistência ao escoamento média para alma e mesas de 314 MPa e 318 MPa, respectivamente.

Os enrijecedores de alma estão localizados em ambos os lados da viga, tanto nos apoios como no centro do vão, com largura de 25 mm e espessura de 9,5 mm (Figura 4.11).

Laje de concreto

A laje de concreto possui largura de 1092 mm e altura total de 127 mm, sendo 76 mm da capa e 51 mm da nervura da forma de aço incorporada (Figura 4.11). A laje foi projetada com um concreto de 25 MPa de resistência à compressão cilíndrica característica. No momento do ensaio foi avaliada a resistência à compressão do concreto, cujo valor médio foi de 38,4 MPa. A resistência à tração do concreto foi adotada em função de $f_{cm}=38,4$ MPa, conforme a formulação proposta no Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2004), dada pela expressão $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, para $f_{cm} \leq C50/60$.

4.2.2. Descrição do modelo numérico

Para simular o comportamento estrutural da viga castelada mista, desenvolveu-se um modelo de elementos finitos, conforme descrito no Capítulo 3. A malha de elementos

finitos da viga de aço possui 32.454 nós, 30.828 elementos tipo S4R e 465 elementos tipo S3, com dimensão máxima de 10 mm. Já a laje de concreto possui 10488 nós, 6798 elementos tipo C3D8R, com dimensão máxima de 50 mm. Todos os elementos possuem características conforme apresentado no item 3.2.

Para este modelo experimental, no qual não havia expectativa de ocorrência de flambagem das partes componentes da viga castelada de aço, os resultados da análise de flambagem elástica não foram levados em conta e desenvolveu-se a análise não-linear a partir do modelo geométrico indeformado. A análise de flambagem elástica realizada preliminarmente revelou a possibilidade de ocorrência de flambagem da mesa superior do perfil de aço, mas tal efeito não ocorre na realidade porque a presença da laje de concreto provoca um travamento dessa mesa (ver item 2.5.2). Como o modo de colapso esperado é a plastificação do tê comprimido devido à flexão da viga, os resultados não são afetados pelo fato de não se considerarem as imperfeições iniciais.

Para o aço admitiu-se um comportamento elasto-plástico perfeito, com Módulo de Elasticidade de 210.000 MPa e coeficiente de Poisson de 0,30.

No caso do concreto admitiu-se um modelo constitutivo elasto-plástico, considerando o Modelo de Dano com Plasticidade, com módulo de elasticidade de 29.430 MPa, obtido por meio de ensaio, e coeficiente de Poisson de 0,20. Para definição do Modelo de Dano com Plasticidade do concreto adotou-se um ângulo de dilatância de 36° e resistência à compressão cilíndrica de 38,4 MPa. A resistência à tração do concreto foi adotada em função de $f_{cm}=38,4$ MPa, conforme a formulação proposta no Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2004), dada pela expressão $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, para $f_{cm} \leq C50/60$.

Para a representação da interação aço-concreto foram utilizados elementos de conexão tipo *CONN3D2* com comportamento elasto-plástico (ver item 3.5). Para esses conectores definiu-se um modelo constitutivo formado pela curva Força \times Deslizamento, obtida para conectores tipo pino com cabeça com diâmetro de 12,7 mm, apresentado por Megharief (1997) (Figura 4.5). A rigidez admitida para a fase elástica dos conectores é de 331,25 MPa. No modelo numérico, dispõe-se de um conector a cada nervura alternada da

forma de aço incorporada à laje, de forma semelhante ao que foi feito no modelo experimental.

Para aplicar a carga no centro do vão e na face superior da laje, conforme realizado no modelo experimental, introduziu-se uma força sobre uma área retangular com dimensões de 127 mm × 78 mm, correspondente à largura da nervura central e à largura da mesa do perfil, respectivamente. Esta carga foi aplicada em dois passos, sendo o primeiro passo de 0 a 75 kN, utilizando o Método de Newton-Raphson, e o segundo passo de 75 a 100 kN, utilizando o Método de Riks modificado.

4.2.3. Resultados

Na Figura 4.12 apresentam-se as curvas Carga × Flecha para o modelo experimental *Beam 5* e os resultados obtidos por meio da análise numérica não-linear. A carga máxima obtida por meio do modelo experimental foi de 84,6 kN, enquanto que a obtida por meio do modelo numérico MR-B5 foi de 92,9 kN, o que representa uma diferença da ordem de 9,8 % com relação ao valor experimental.

A distribuição das tensões de Von Mises na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico é apresentado na Figura 4.13. Nota-se que na região central da viga de aço atingiu-se a resistência ao escoamento das mesas, com valor de 318 MPa.

A distribuição das tensões na direção Z, S33, na laje de concreto para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico é apresentada na Figura 4.14. Observa-se que foram atingidas tensões entre 2,70 e 7,00 MPa na região central da laje, o que demonstra que o colapso não é governado pela laje de concreto, cuja resistência à compressão do concreto foi de 38,4 MPa. Observa-se também uma concentração de tensões de cerca de 8,70 MPa na região na qual foi aplicado o carregamento na viga alveolar mista. Ressalta-se que essa concentração de tensões representa um problema numérico e que no ensaio esse comportamento não ocorre, uma vez que a carga não é aplicada diretamente na viga alveolar mista, mas em um perfil I posicionado sobre a laje de concreto.

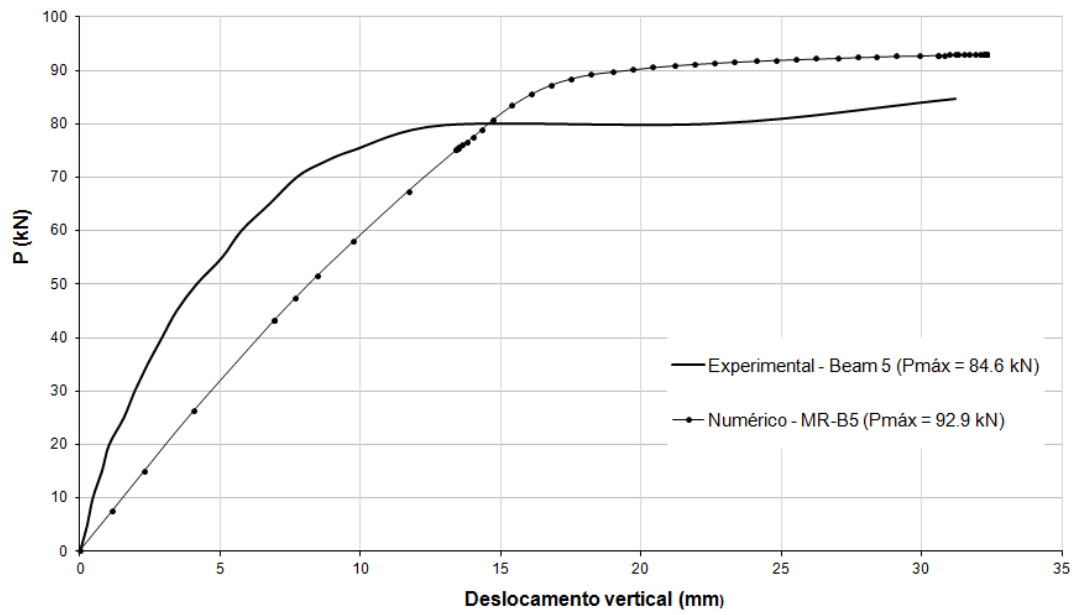


Figura 4.12 - Curvas Carga × Flecha para os modelos *Beam 5* e *MR-B5*.

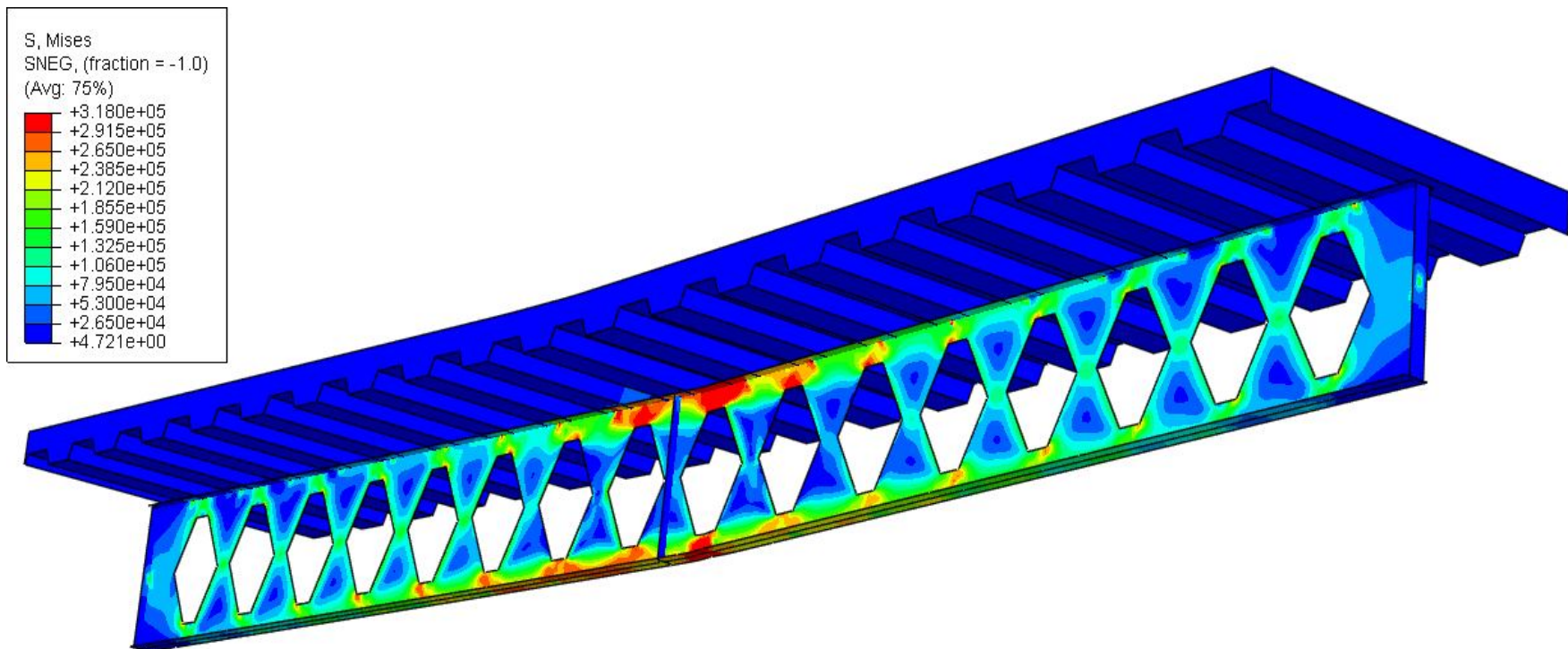


Figura 4.13 - Distribuição de tensões de Von Mises (kN/m²) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico MR-B5.

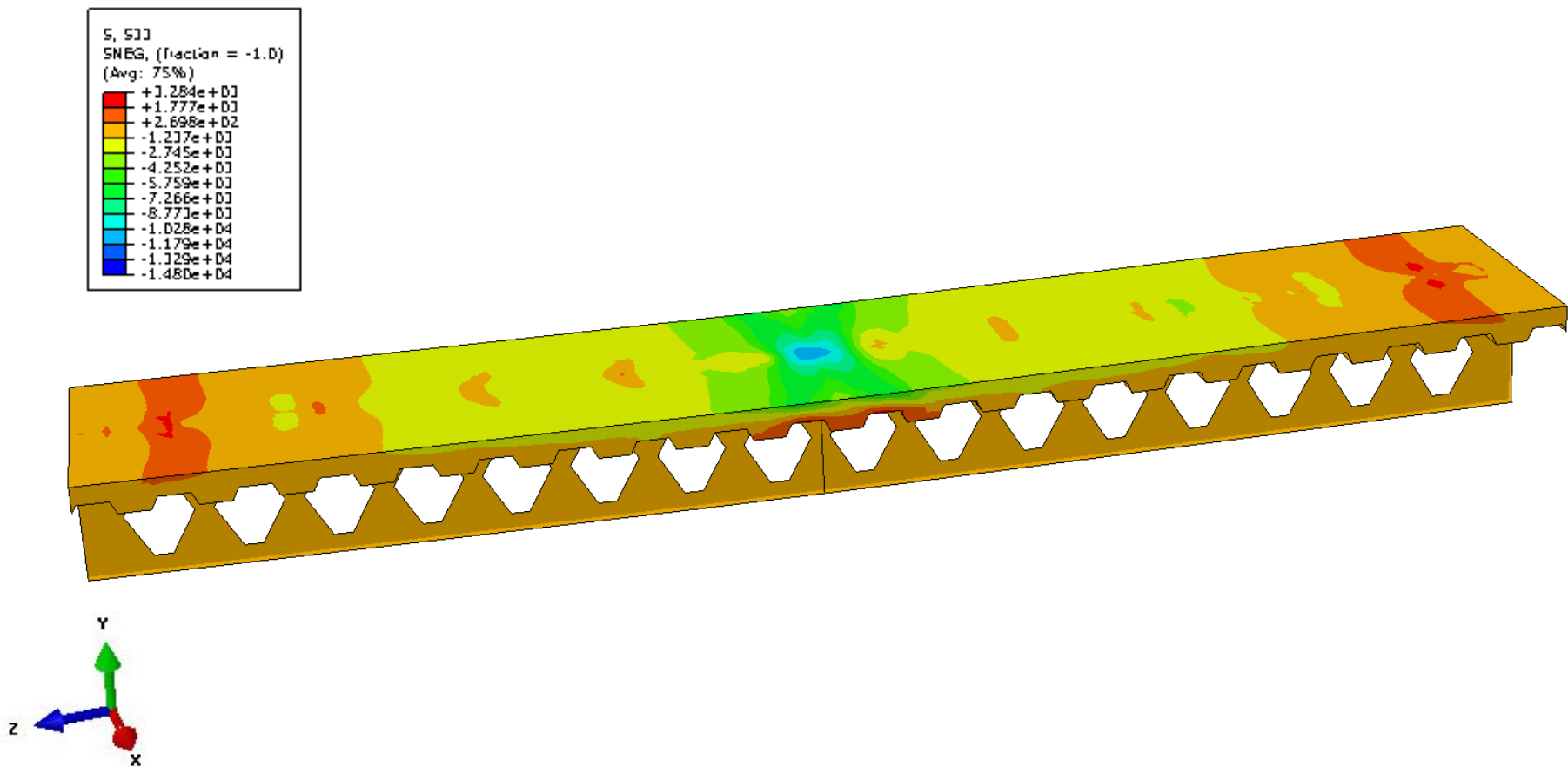


Figura 4.14 - Distribuição de tensões S33 (kN/m²) na laje de concreto para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico MR-B5.

Tendo em vista a grande diferença de rigidez inicial entre o modelo experimental (*Beam 5*) e o modelo numérico com interação parcial (MR-B5), foi implementado um modelo numérico adicional, com características semelhantes às descritas no item 4.1.2 considerando a interação completa entre aço e concreto. Para isso, foram utilizadas restrições de deslocamento entre as superfícies do perfil e da laje, do tipo “tie” de superfície. Os resultados desta análise são apresentados na Figura 4.15.

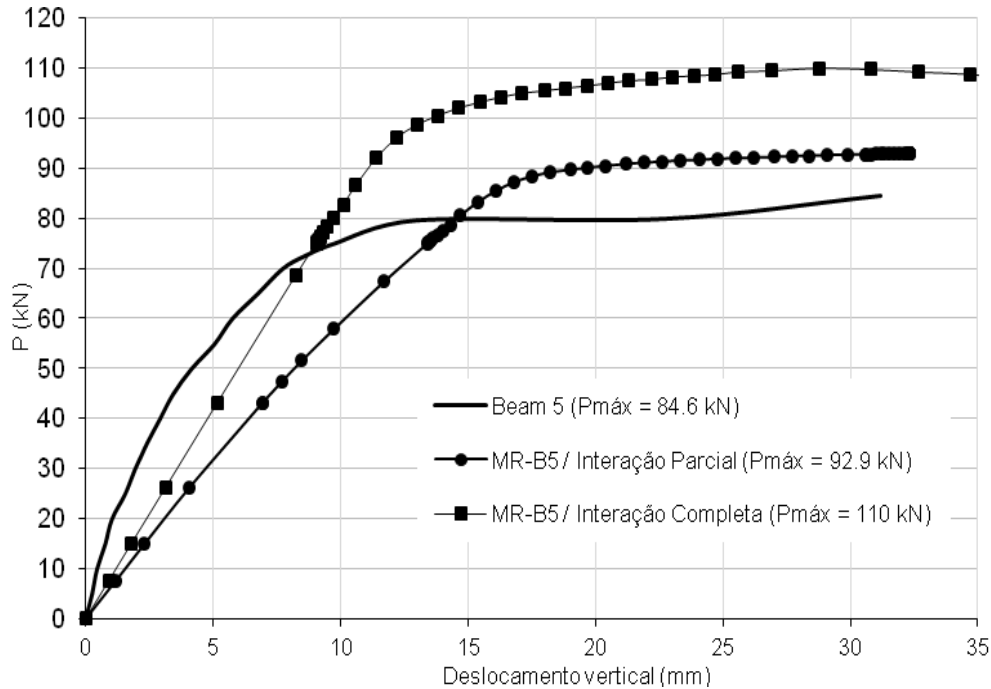


Figura 4.15 - Curvas Carga × Flecha para os modelos *Beam 5*, MR-B5 considerando interação parcial e MR-B5 considerando interação completa.

4.2.4. Análise dos resultados

Com base na comparação dos resultados experimentais com os que foram obtidos por meio do modelo numérico (Figura 4.12), pode-se afirmar que o modelo numérico foi capaz de representar adequadamente o comportamento da viga castelada mista em condições de colapso, o que fica evidenciado pela proximidade entre a carga máxima experimental e a numérica.

Apesar da proximidade entre as cargas máximas, nas curvas Carga × Flecha da Figura 4.12 pode-se observar que o modelo experimental *Beam 5* apresenta uma rigidez inicial maior do que a observada no modelo numérico MR-B5. O comportamento observado nos

resultados do modelo experimental pode ser atribuído à dificuldade em se medir deslocamentos verticais muito pequenos ou à influência do atrito nos apoios de extremidade, o que poderia gerar uma dificuldade de giro da viga nesses apoios, produzindo menores flechas no meio do vão. No entanto, as informações disponíveis no trabalho de Megharief (1997) não permitem dirimir algumas dúvidas sobre o ensaio realizado.

Conforme pode ser observado na Figura 4.15, a rigidez apresentada pelo modelo experimental *Beam 5* é maior do que a verificada mesmo com a consideração da interação completa no modelo numérico, o que reforça as hipóteses sobre o comportamento discutidas anteriormente. Ou seja, mesmo se houvesse interação completa, a viga alveolar mista não deveria apresentar a rigidez observada no modelo experimental *Beam 5*. Tudo isso reforça a ideia de que o modelo numérico MR-B5 é coerente com o comportamento esperado para a viga alveolar mista com interação parcial.

Em função dos resultados obtidos (Figura 4.12), pode-se afirmar ainda que a estratégia adotada para simular a interação entre aço e concreto no modelo numérico foi capaz de representar adequadamente o comportamento da viga castelada mista. Portanto, o modelo numérico desenvolvido permite considerar diferentes graus de interação entre aço e concreto, por meio da adoção de um modelo constitutivo capaz de representar adequadamente os conectores de cisalhamento.

Por meio da Figura 4.13 pode-se observar que algumas regiões do t^o superior e inferior da viga de aço alcançaram a resistência ao escoamento ($f_y = 318$ MPa), o que caracteriza o modo de colapso por plastificação, uma vez que houve esgotamento da capacidade resistente da viga de aço nessas regiões sem que a viga sofresse outro modo de colapso (ver item 2.5.1). O modo de colapso por plastificação dos t^{es} superior e inferior da viga é condizente com o que foi observado no modelo experimental e destacado por Megharief (1997) em suas observações para o modelo *Beam 5*.

4.3. Modelo Ulster-1A

4.3.1. Descrição do modelo experimental

A viga celular mista de aço e concreto denominada *Ulster Beam 1A* foi ensaiada por Nadjai (2005) *apud* Bake (2010) e corresponde a uma viga biapoiada com carga concentrada aplicada em dois pontos. Na Figura 4.16 apresentam-se as características geométricas do modelo experimental, com vão de 4500 mm entre apoios. A viga celular de aço possui uma altura expandida de 575 mm, diâmetro das aberturas de 375 mm e distância entre centros das aberturas de 500 mm.

Como não ocorre movimento relativo na superfície de contato (interface) aço-concreto, para esse modelo, segundo Nadjai (2005) *apud* Bake (2010), considerou-se interação completa entre aço e concreto. Essa interação foi assegurada com a utilização de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça (*Stud Bolt*), com diâmetro de 19 mm e disposição de um conector por nervura da forma de aço incorporada à laje. As características geométricas da forma de aço incorporada são mostradas Figura 4.17.

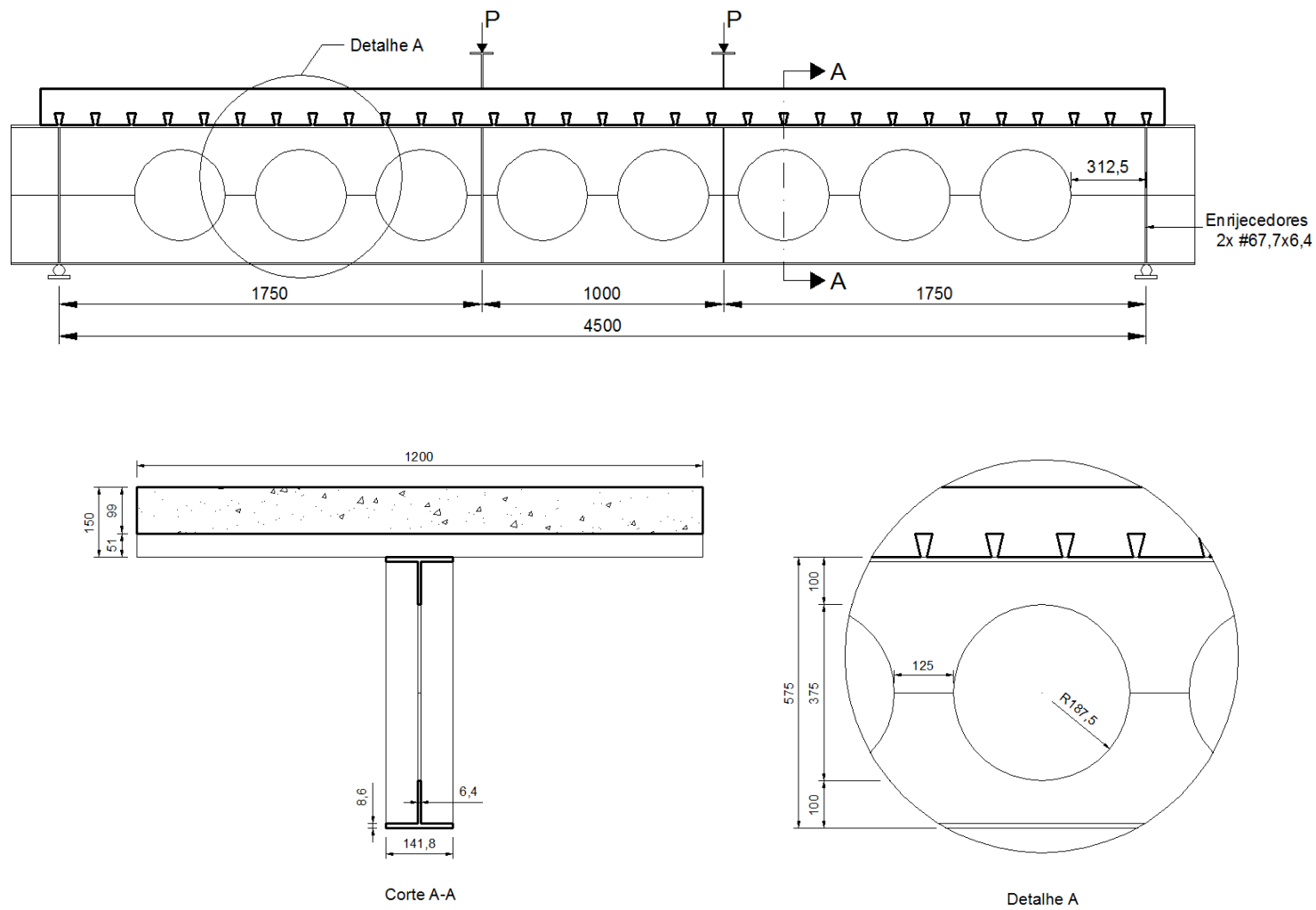


Figura 4.16 - Características geométricas da viga *Beam 1A* (Dimensões em milímetros).

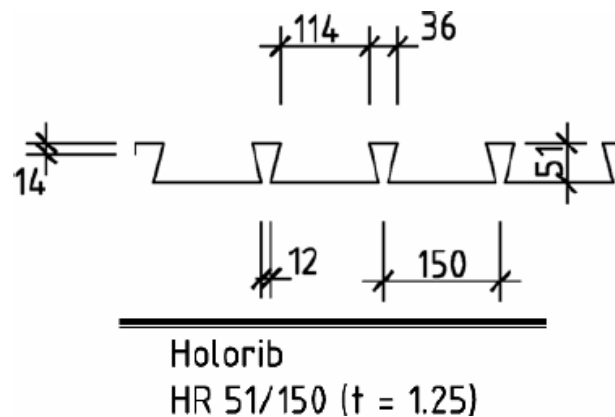


Figura 4.17 - Características geométricas da forma de aço incorporada à laje (BAKE, 2010) (Dimensões em milímetros).

Viga celular de aço

A viga celular de aço foi fabricada a partir de um perfil UB 406×140×39. O perfil é composto por aço S355. Na Tabela 2 apresentam-se os resultados dos ensaios de tração conduzidos na Universidade de Ulster (Reino Unido) (NADJAI, 2005 *apud* BAKE, 2010).

Tabela 2 - Resultados dos ensaios de tração para a viga *Beam 1A*.

Amostra	Resistência ao Escoamento (MPa)	Resistência à Ruptura (MPa)	Alongamento %
1 - Mesa Superior	316	442	35
1 - Alma	316	442	35
1 - Mesa Inferior	316	442	35
2 - Mesa Superior	308	435	38
2 - Alma	308	435	38
2 - Mesa Inferior	308	435	38

Laje de concreto

A laje de concreto possui largura de 1200 mm e altura total de 150 mm, sendo 99 mm da capa e 51 mm da nervura da forma de aço incorporada, com concreto de densidade normal. A resistência do concreto à compressão foi avaliada por meio de três amostras cúbicas

durante a realização do ensaio, as quais forneceram um valor médio de 35 MPa. A resistência à tração do concreto foi adotada em função de $f_{cm}=38,4$ MPa, conforme a formulação proposta no Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2004), dada pela expressão $f_{cm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, para $f_{cm} \leq C50/60$.

À laje de concreto foi incorporada uma tela de aço soldada tipo A142 (barras com 7 mm de diâmetro espaçadas a cada 200 mm), com resistência ao escoamento de 500 MPa.

4.3.2. Descrição do modelo numérico

Para simular o comportamento estrutural da viga celular mista, desenvolveu-se um modelo de elementos finitos, conforme descrito no Capítulo 3. A malha de elementos finitos da viga de aço possui 37.085 nós, 35.893 elementos tipo S4R e 506 elementos tipo S3, com dimensão máxima de 10 mm. Já a laje de concreto possui 9.516 nós, 6.050 elementos tipo C3D8R, com dimensão máxima de 50 mm. Todos os elementos possuem características conforme apresentado no item 3.2.

Para o aço admitiu-se um comportamento elasto-plástico perfeito, com Módulo de Elasticidade de 210.000 MPa e coeficiente de Poisson de 0,30.

Para o concreto admitiu-se um modelo constitutivo elasto-plástico, considerando o Modelo de Dano com Plasticidade, com módulo de elasticidade de 30.120 MPa, obtido por meio de ensaio, e coeficiente de Poisson de 0,20. Para definição do Modelo de Dano com Plasticidade do concreto adotou-se um ângulo de dilatância de 36° e resistência à compressão cilíndrica de 28,6 MPa, obtida por meio da equação (4-1) proposta por Petrucci (2005). A resistência à tração do concreto foi adotada em função de $f_{cm}=38,4$ MPa, conforme a formulação proposta no Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2004), dada pela expressão $f_{cm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, para $f_{cm} \leq C50/60$.

$$f_{c\text{ cilíndrica}} = 0,815 f_{c\text{ cúbica}} \quad (4-1)$$

Para a representação da interação aço-concreto foram utilizadas restrições ao deslocamento tipo “tie” pontual - Figura 4.18 (ver item 3.5), a fim de reproduzir a condição de interação

completa entre aço e concreto. Foram utilizadas 3 restrições por nervura, vinculando-se os nós do centro e das bordas da mesa superior do perfil de aço à face inferior da nervura da laje. O posicionamento dessas restrições foi adotado a fim de diminuir o comprimento destravado das bordas do perfil de aço no sentido longitudinal do modelo, evitando-se assim a ocorrência da flambagem da mesa superior do perfil.

Inicialmente foi realizada uma análise de flambagem elástica, já que o modo de colapso esperado era a flambagem dos montantes de alma (ver itens 0 e 0). Escolheu-se o 1º modo de flambagem (Figura 4.19), dentre aqueles obtidos no ABAQUS através da análise de flambagem elástica. O 1º modo de flambagem foi escolhido por ser o que mais se aproxima do modo de colapso identificado no modelo experimental *Beam 1A*.

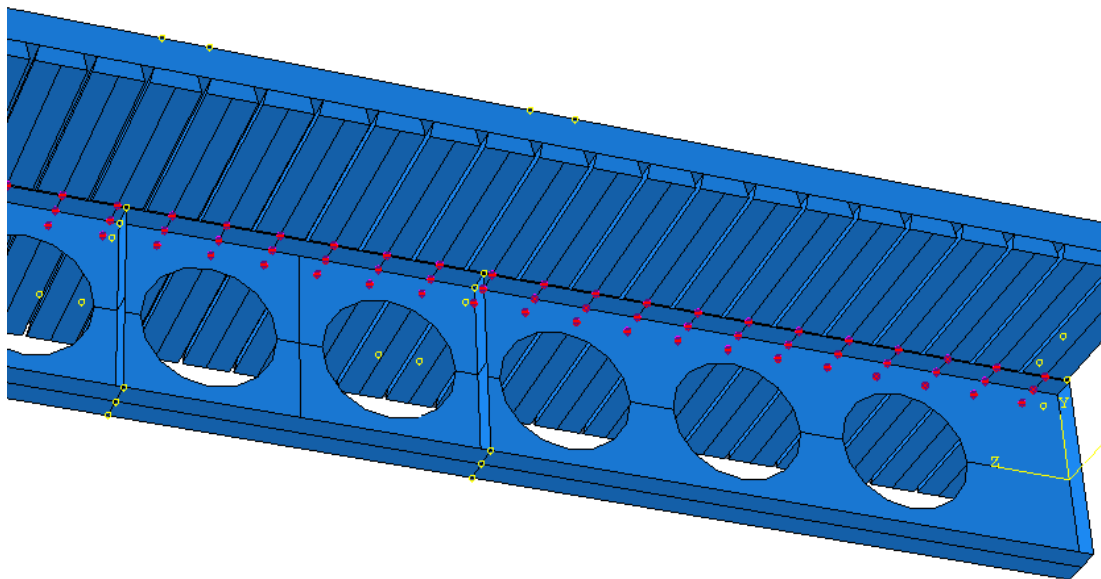


Figura 4.18 - Detalhe das restrições tipo "tie" pontual utilizadas na representação da interação aço-concreto.

Para aplicar as cargas nos dois pontos na face superior da laje, conforme realizado no modelo experimental, foram introduzidas forças sobre áreas retangulares com dimensões de 141,8 mm x 125 mm cada, o que corresponde à largura da mesa superior do perfil de aço e à largura mínima do montante de alma, respectivamente. As cargas foram aplicadas em dois passos, sendo o primeiro passo de 0 a 300 kN, utilizando o Método de Newton-Raphson, e o segundo passo de 300 a 400 kN, utilizando o Método de Riks modificado.

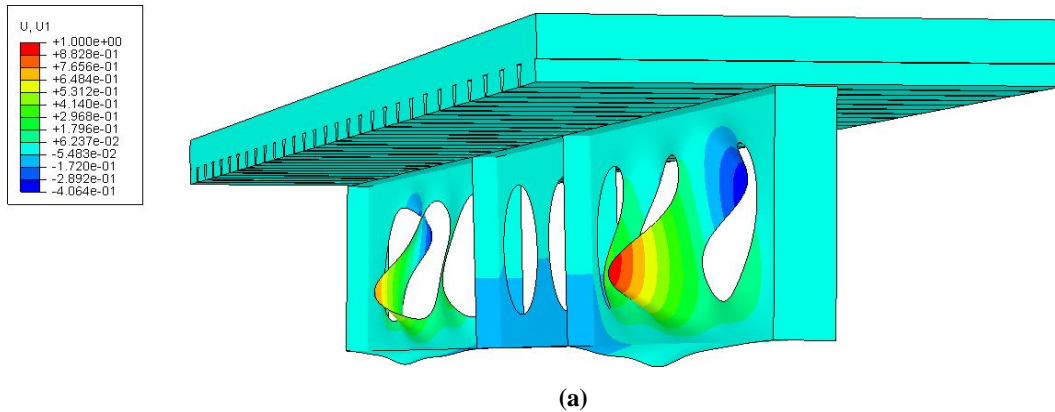


Figura 4.19 - (a) Modo de flambagem escolhido na análise de flambagem elástica e (b) modo de colapso ocorrido no modelo experimental Beam 1A (NADJAI, 2005 *apud* BAKE, 2010).

4.3.3. Resultados

Na Figura 4.20 apresentam-se as curvas Carga \times Flecha para o modelo experimental *Beam 1A* e os resultados obtidos por meio da análise numérica não-linear. A carga máxima obtida por meio do modelo experimental foi de 370 kN, enquanto que a obtida por meio do modelo numérico Ulster-1A foi de 356,3 kN, o que representa uma diferença da ordem de $-3,7\%$ com relação ao valor experimental.

A distribuição das tensões de Von Mises na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico é apresentado na Figura 4.21. Nota-se que em algumas regiões da viga de aço atingiu-se a resistência ao escoamento, com valor de 308 MPa.

A distribuição das tensões na direção Z, S33, na laje de concreto para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico é apresentada na Figura 4.22. Observa-se que foram atingidas tensões entre 3,70 e 8,50 MPa na região central da laje, o que demonstra que o colapso não é governado pela laje de concreto, cuja resistência à compressão do concreto foi de 28,6 MPa, mas sim pelo escoamento do aço do perfil. Observa-se também uma concentração de tensões de cerca de 16,60 MPa nos locais nos quais foi aplicado o carregamento na viga alveolar mista. Ressalta-se que essa concentração de tensões representa um problema numérico e que no ensaio esse comportamento não ocorre, uma vez que a carga não é aplicada diretamente na viga alveolar mista, mas em perfis I posicionado sobre a laje de concreto.

Na Figura 4.23 apresenta-se a distribuição de deslocamentos na direção do eixo X da viga mista para um nível de carga pós-colapso, correspondente a 95% da carga máxima alcançada no modelo numérico.

A tela de aço soldada incorporada na laje de concreto não foi considerada no modelo numérico, embora a sua modelagem seja possível com a utilização da ferramenta *Embed Constrain*. Em geral, a modelagem da tela produz melhoria da ductilidade do concreto e da capacidade resistente do modelo. No entanto, o posicionamento da tela de aço na região comprimida da laje aporta pouca contribuição à capacidade última do modelo. De maneira semelhante, a forma de aço incorporada na laje não foi considerada no modelo numérico por estar na posição transversal à direção longitudinal da viga, uma vez que nesta posição a mesma não contribui com a resistência à tração.

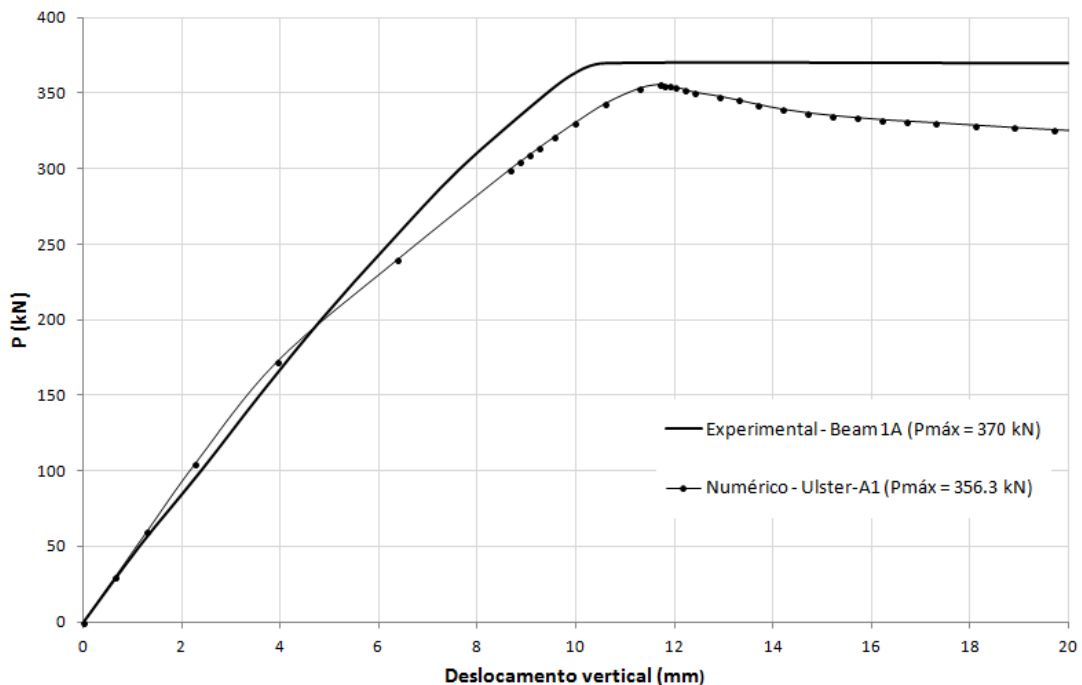


Figura 4.20 - Curvas Carga × Flecha para os modelos Beam 1A e Ulster-1A.

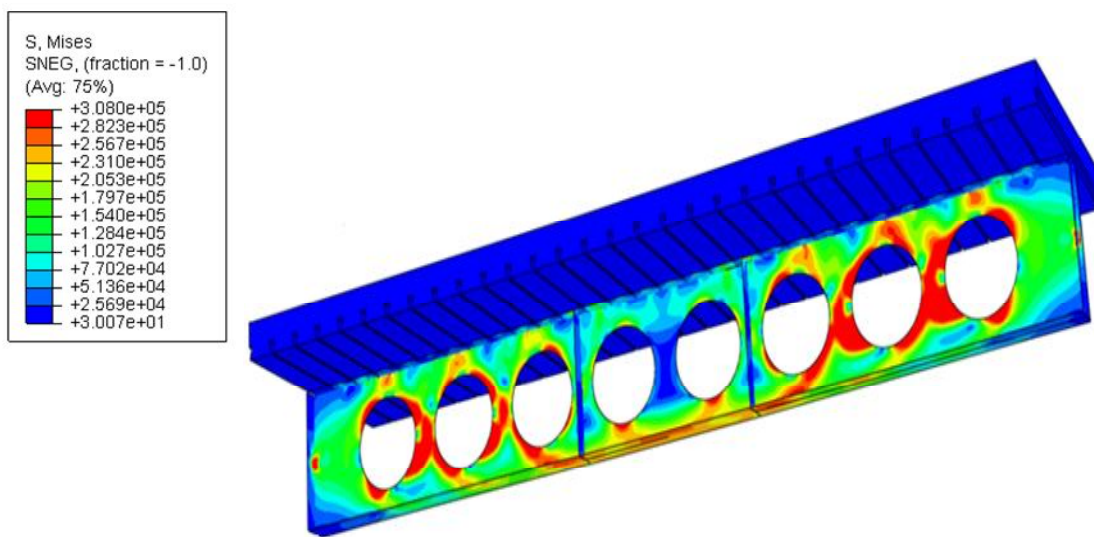


Figura 4.21 - Distribuição de tensões de Von Mises (kN/m²) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico Ulster-1A.

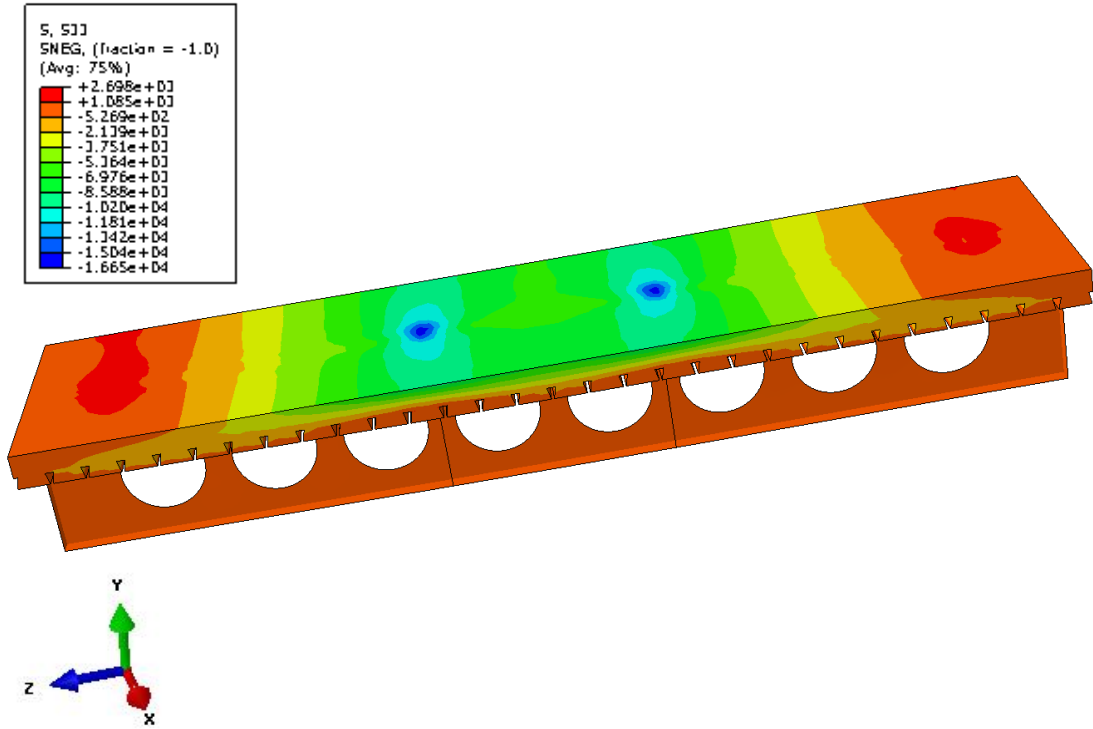


Figura 4.22 - Distribuição de tensões S33 (kN/m²) na laje de concreto para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico Ulster 1-A.

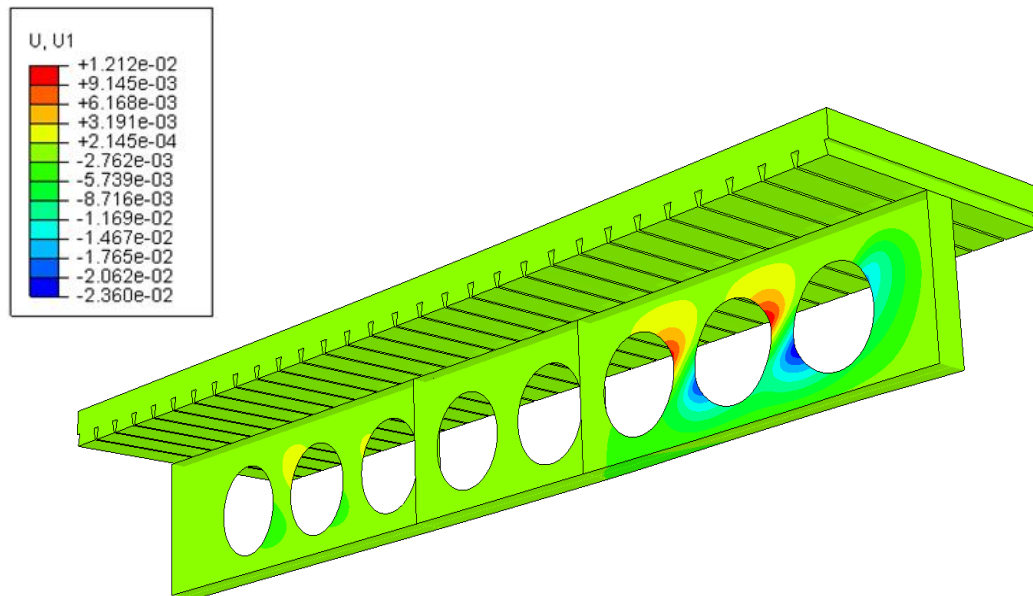


Figura 4.23 – Distribuição de deslocamentos (m) na direção do eixo X da viga mista para um nível de carga pós-colapso correspondente a 95% da carga máxima alcançada no modelo numérico Ulster-1A.

4.3.4. Análise dos resultados

Com base na comparação dos resultados experimentais com os que foram obtidos por meio do modelo numérico (Figura 4.20), pode-se afirmar que o modelo numérico foi capaz de representar adequadamente o comportamento da viga celular mista em condições de colapso, o que fica evidenciado pela proximidade entre a carga máxima experimental e a numérica.

Além da proximidade entre as cargas máximas nas curvas Carga \times Flecha da Figura 4.20 pode-se observar que o modelo numérico Ulster-1A apresenta uma rigidez inicial compatível com a observada no modelo experimental Beam 1A.

Como observado na Figura 4.20, o modelo numérico foi capaz de representar o comportamento pós-pico. Isto se deve ao fato do modelo de dano plástico utilizado na laje de concreto ser capaz de simular a perda de rigidez do concreto.

Em função dos resultados obtidos (Figura 4.20), pode-se afirmar ainda que a estratégia adotada para simular a interação completa entre aço e concreto no modelo numérico foi capaz de representar adequadamente o comportamento da viga celular mista. Portanto, o modelo numérico desenvolvido permite considerar interação completa entre aço e concreto utilizando um tipo de restrição que proporciona uma análise com economia de tempo e boa resposta frente ao resultado experimental.

Por meio da Figura 4.21 e da Figura 4.23, observa-se que o modo de colapso caracterizado no modelo numérico é bastante condizente com o modo de colapso observado no modelo experimental, no qual ocorreu flambagem dos montantes de alma por cisalhamento (Figura 4.19-b).

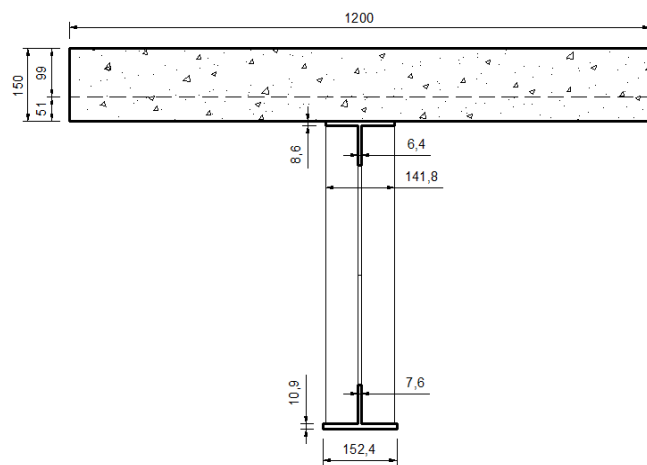
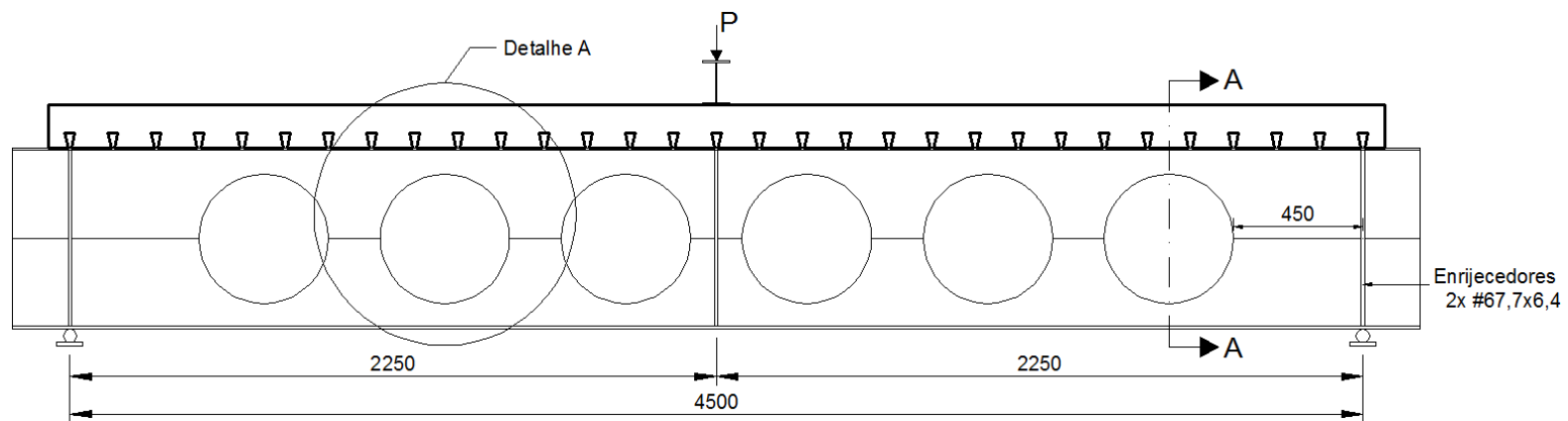
Analisando a Figura 4.21, observa-se que o colapso deste modelo está associado à flambagem dos montantes de alma. De acordo com a distribuição de deslocamentos no eixo X (Figura 4.23), pode-se observar que a parte superior dos montantes mais solicitados se desloca para fora do plano da alma em um sentido e que a parte inferior dos montantes se desloca para fora do plano da alma no sentido contrário, o que permite caracterizar o colapso por flambagem do montante de alma devido ao cisalhamento, uma vez que, além

de deslocar-se para fora do plano da alma em sentidos opostos, os montantes sofrem efeito de torção (Figura 4.19-a) (ver item 2.5.3). Esse modo de colapso é condizente com o que foi observado no modelo experimental e destacado por Nadjai (2005) *apud* Bake (2010) em suas observações para a viga *Beam 1A*.

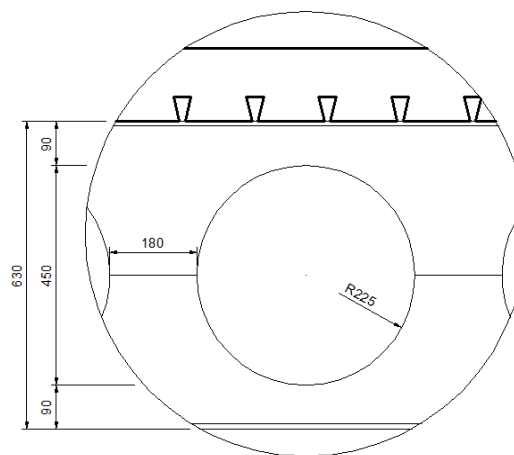
4.4. Modelo Ulster-1B

4.4.1. Descrição do modelo experimental

A viga celular mista de aço e concreto denominada Ulster *Beam 1B* foi ensaiada por Nadjai (2005) *apud* Bake (2010) e corresponde a uma viga biapoiada com carga concentrada aplicada no centro do vão. Na Figura 4.24 apresentam-se as características geométricas do modelo experimental, com vão de 4500 mm entre apoios. A viga celular de aço possui uma altura expandida de 630 mm, diâmetro das aberturas de 450 mm e com distância entre centros das aberturas de 630 mm. (Figura 4.24).



Corte A-A



Detalhe A

Figura 4.24 - Características geométricas da viga *Beam 1B* (Dimensões em milímetros).

Como não ocorre movimento relativo na superfície de contato (interface) aço-concreto, para esse modelo, segundo Nadjai (2005) *apud* Bake (2010), considerou-se interação completa entre aço e concreto. Essa interação foi assegurada com a utilização de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça (*Stud Bolt*), com diâmetro de 19 mm e disposição de um conector por nervura da forma de aço incorporada à laje. As características geométricas da forma de aço incorporada são as mesmas daquela utilizada no modelo Ulster-1A (ver item 4.3.1), conforme mostrado na Figura 4.17.

Viga celular de aço

A viga celular de aço foi fabricada a partir de dois perfis distintos. Os tês superior e inferior foram produzidos a partir de perfis UB 406×140×39 e UB 457×152×52, respectivamente. Ambos os perfis são compostos por aço S355. Os resultados dos ensaios de tração conduzidos pela Universidade de Ulster (Reino Unido) (NADJAI, 2005) são os mesmos mostrados na Tabela 2 (item 4.3.1).

Laje de concreto

A laje de concreto possui largura de 1200 mm e altura total de 150 mm, sendo 99 mm da capa e 51 mm da forma de aço incorporada, com concreto de densidade normal. A resistência do concreto à compressão foi avaliada por meio de três amostras cúbicas durante a realização do ensaio, as quais forneceram um valor médio de 35 MPa. A resistência à tração do concreto foi adotada em função de $f_{cm}=38,4$ MPa, conforme a formulação proposta no Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2004), dada pela expressão $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, para $f_{cm} \leq C50/60$.

À laje de concreto foi incorporada uma tela de aço soldada tipo A142 (barras com 7 mm de diâmetro espaçadas a cada 200 mm), com resistência ao escoamento de 500 MPa.

4.4.2. Descrição do modelo numérico

Para simular o comportamento estrutural da viga celular mista, desenvolveu-se um modelo de elementos finitos, conforme descrito no Capítulo 3. A malha de elementos finitos da

viga de aço possui 38.870 nós, 37.607 elementos tipo S4R e 690 elementos tipo S3, com dimensão máxima de 10 mm. Já a laje de concreto possui 9.516 nós, 6.050 elementos tipo C3D8R, com dimensão máxima de 50 mm. Todos os elementos possuem características conforme apresentado no item 3.2.

Para o aço admitiu-se um comportamento elasto-plástico perfeito, com Módulo de Elasticidade de 210.000 MPa e coeficiente de Poisson de 0,30.

Para o concreto admitiu-se um modelo constitutivo elasto-plástico, considerando o Modelo de Dano com Plasticidade, com módulo de elasticidade de 30.120 MPa, obtido por meio de ensaio, e coeficiente de Poisson de 0,20. Para definição do Modelo de Dano com Plasticidade do concreto adotou-se um ângulo de dilatância de 36° e resistência à compressão cilíndrica de 28,6 MPa obtida por meio da equação (4-1) proposta por Petrucci (2005). A resistência à tração do concreto foi adotada em função de $f_{cm}=38,4$ MPa, conforme a formulação proposta no Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2004), dada pela expressão $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, para $f_{cm} \leq C50/60$.

Para a representação da interação aço-concreto foram utilizadas restrições ao deslocamento tipo “tie” pontual -

Figura 4.25 (ver item 3.5), a fim de reproduzir a condição de interação completa entre aço e concreto. Foram utilizadas 3 restrições por nervura, vinculando-se os nós do centro e das bordas da mesa superior do perfil de aço à face inferior da nervura da laje. O posicionamento dessas restrições foi adotado a fim de diminuir o comprimento destravado das bordas do perfil de aço no sentido longitudinal, evitando-se assim a ocorrência da flambagem da mesa superior do perfil.

Para aplicar a carga no centro do vão e na face superior da laje, conforme realizado no modelo experimental, foi introduzida uma força sobre uma área retangular com dimensões de 141,8 mm x 180 mm, o que corresponde à largura da mesa superior do perfil de aço e à largura mínima do montante de alma, respectivamente. Esta carga foi aplicada em dois passos, sendo o primeiro passo de 0 a 350 kN, utilizando o Método de Newton-Raphson, e o segundo passo de 350 a 400 kN, utilizando o Método de Riks modificado.

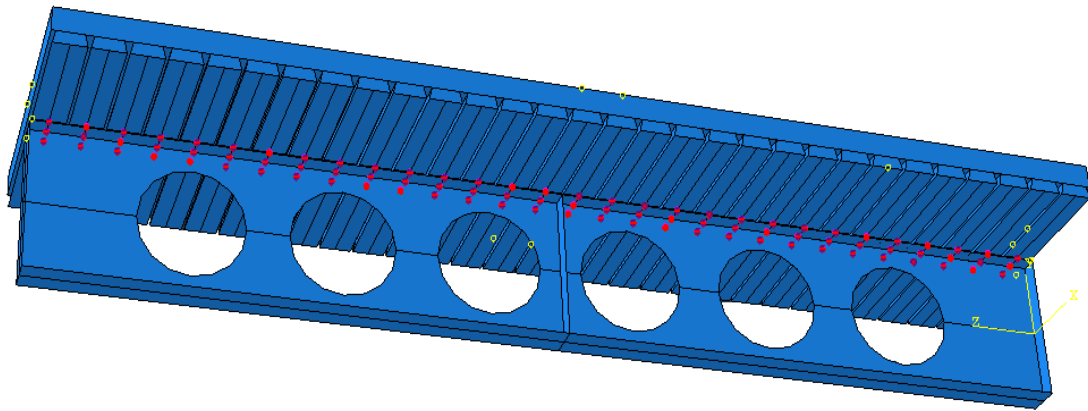
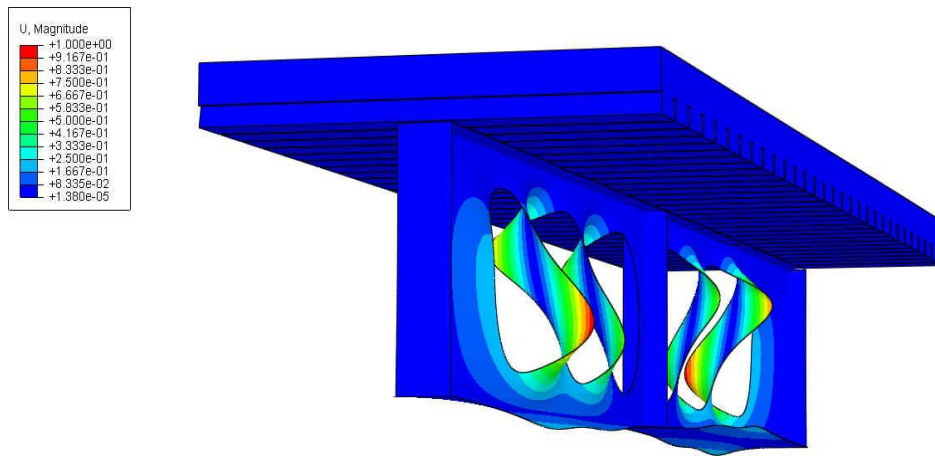


Figura 4.25 - Restrições tipo "tie" pontual utilizadas na representação da interação aço-concreto.

Inicialmente foi realizada uma análise de flambagem elástica, tendo em vista que o modo de colapso esperado era a flambagem dos montantes de alma (ver itens 0 e 0). Escolheu-se o 4º modo de flambagem (Figura 4.26), dentre aqueles obtidos no ABAQUS através da análise de flambagem elástica. Neste caso, o 4º modo de flambagem foi escolhido por ser o que mais se aproxima do modo de colapso identificado no modelo experimental *Beam 1B*.



(a)



(b)

Figura 4.26– (a) Modo de flambagem escolhido na análise de flambagem elástica e (b) modo de colapso ocorrido no modelo experimental *Beam 1B* (NADJAI, 2005 *apud* BAKE, 2010).

4.4.3. Resultados

Na Figura 4.27 apresentam-se as curvas Carga \times Flecha para o modelo experimental *Beam 1B* e os resultados obtidos por meio da análise numérica não-linear. A carga máxima obtida por meio do modelo experimental foi de 430 kN, enquanto que a obtida por meio do modelo numérico Ulster-1B foi de 394,5 kN, o que representa uma diferença de - 8,3% com relação ao valor experimental.

A distribuição das tensões de Von Mises na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico é apresentado na Figura 4.28. Nota-se que em algumas regiões da viga de aço atingiu-se a resistência ao escoamento, com valor de 308 MPa.

A distribuição das tensões na direção Z, S33, na laje de concreto para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico é apresentada na Figura 4.29. Observa-se que foram atingidas tensões entre 9,00 a 13,70 MPa na região central da laje, o que demonstra que o colapso não é governado pela laje de concreto, cuja resistência à compressão do concreto foi de 28,6 MPa. Observa-se também uma concentração de tensões de cerca de 25,50 MPa na região na qual foi aplicado o carregamento na viga alveolar mista. Ressalta-se que essa concentração de tensões representa um problema numérico e que no ensaio esse comportamento não ocorre, uma vez que a carga não é aplicada diretamente na viga alveolar mista, mas em um perfil I posicionado sobre a laje de concreto.

Na Figura 4.30 apresenta-se a distribuição de deslocamentos na direção do eixo X da viga mista para um nível de carga pós-colapso correspondente a 95% da carga máxima alcançada no modelo numérico.

De forma semelhante ao que ocorre no modelo Ulster 1-A, a tela de aço soldada incorporada na laje de concreto não foi considerada no modelo numérico, embora a sua modelagem seja possível com a utilização da ferramenta *Embebed Constrain*. Em geral, a modelagem da tela produz melhoria da ductilidade do concreto e da capacidade resistente do modelo. No entanto, o posicionamento da tela de aço na região comprimida da laje aporta pouca contribuição à capacidade última do modelo. A forma de aço incorporada na laje também não foi considerada no modelo numérico por estar na posição transversal à

direção longitudinal da viga, uma vez que nesta posição a mesma não contribui com a resistência à tração.

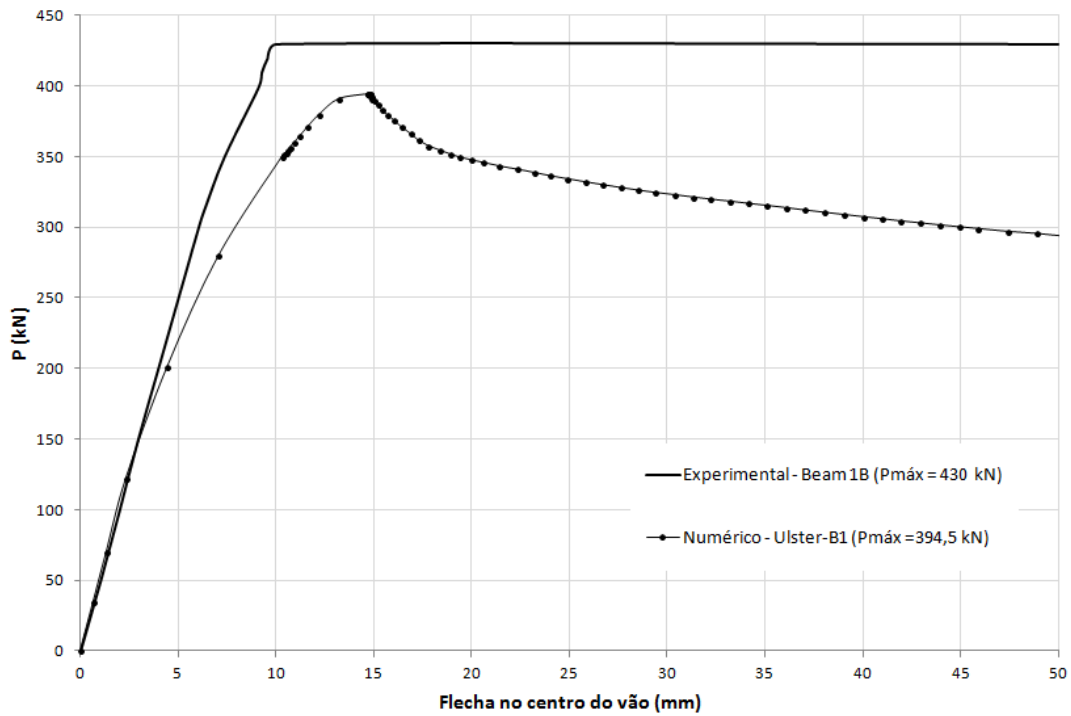


Figura 4.27– Curvas Carga × Flecha para os modelos *Beam 1B* e *Ulster-1B*.

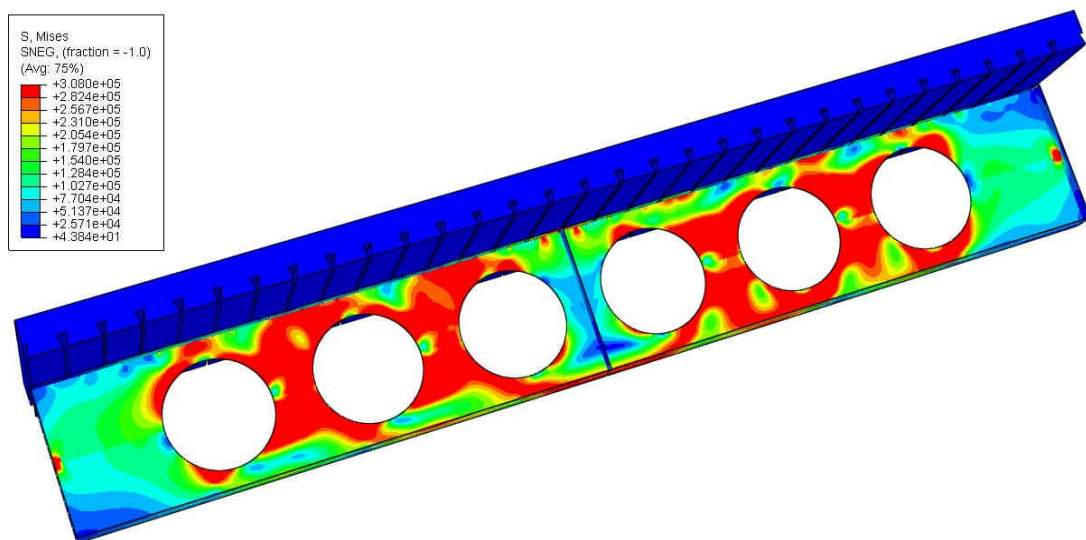


Figura 4.28 - Distribuição de tensões de Von Mises (kN/m²) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico *Ulster-1B*.

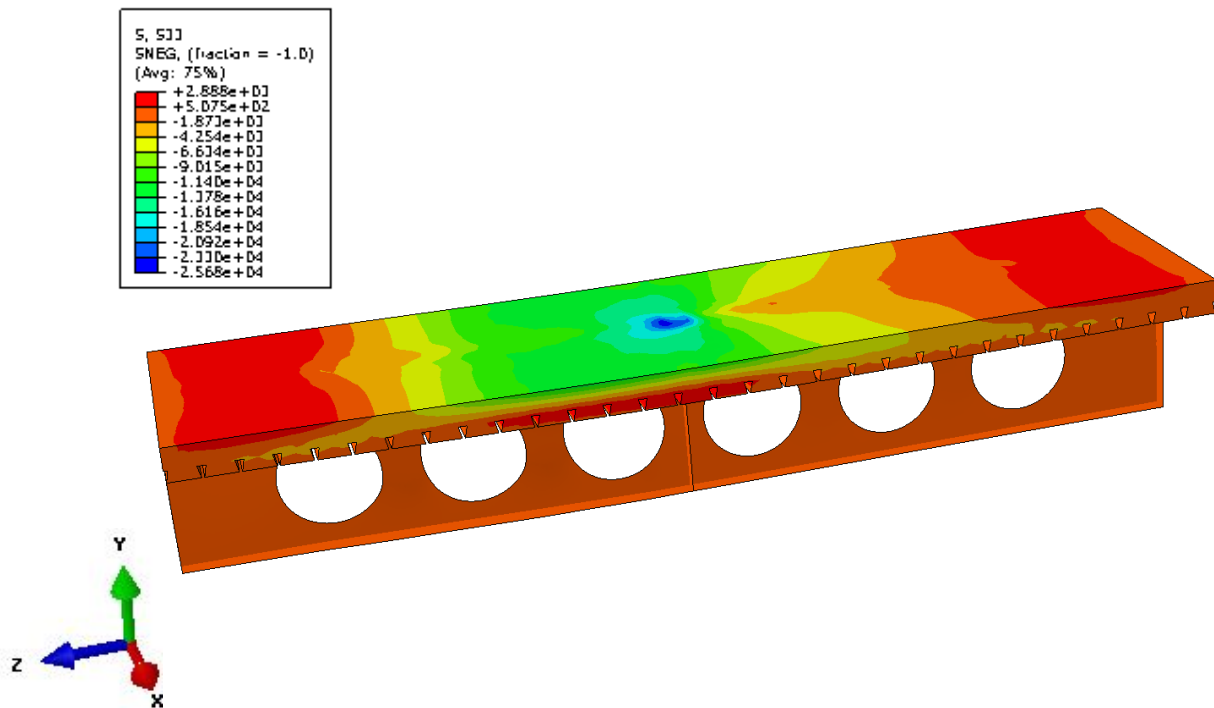


Figura 4.29 - Distribuição de tensões S33 (kN/m²) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico Ulster-1B.

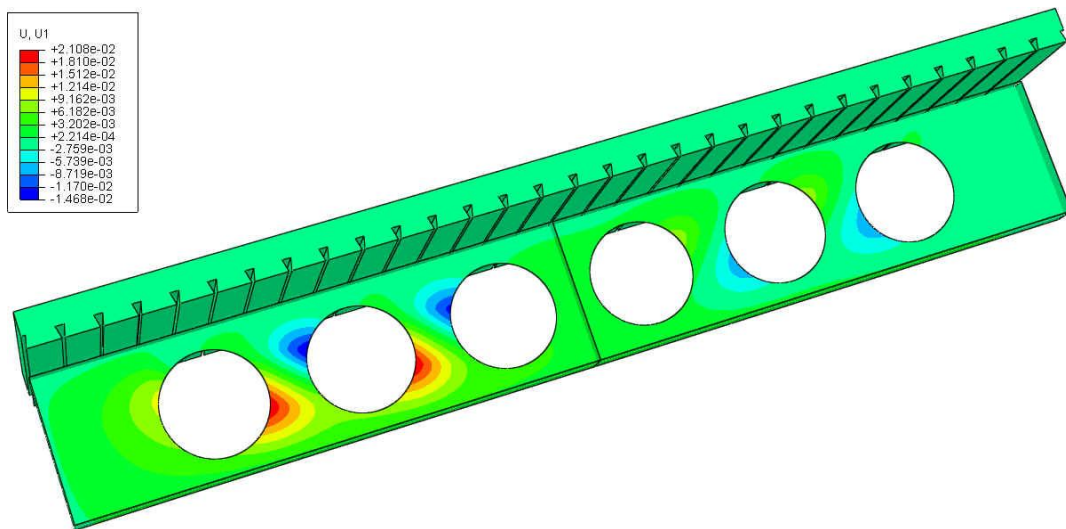


Figura 4.30 – Distribuição de deslocamentos (m) na direção do eixo X da viga mista para um nível de carga pós-cólapsa correspondente a 95% da carga máxima alcançada no modelo numérico Ulster-1B.

4.4.4. Análise dos resultados

Com base na comparação dos resultados experimentais com os que foram obtidos por meio do modelo numérico (Figura 4.27), pode-se afirmar que o modelo numérico foi capaz de representar adequadamente o comportamento da viga celular mista em condições de colapso, o que fica evidenciado pela proximidade entre a carga máxima experimental e a numérica.

Além da proximidade entre as cargas máximas nas curvas Carga \times Flecha da Figura 4.27 pode-se observar que o modelo numérico Ulster-1B apresenta uma rigidez inicial compatível com a observada no modelo experimental *Beam 1B*.

Como observado na Figura 4.27, o modelo numérico foi capaz de representar o comportamento pós-pico. Isto se deve ao fato do modelo de dano plástico utilizado na laje de concreto ser capaz de simular a perda de rigidez do concreto.

Em função dos resultados obtidos (Figura 4.27), pode-se afirmar ainda que a estratégia adotada para simular a interação completa entre aço e concreto no modelo numérico foi capaz de representar adequadamente o comportamento da viga celular mista. Portanto, o modelo numérico desenvolvido permite considerar interação completa entre aço e concreto usando um tipo de restrição que proporciona uma análise com economia de tempo e boa resposta frente ao resultado experimental.

Por meio da Figura 4.28 e da Figura 4.30, observa-se que o modo de colapso caracterizado no modelo numérico é bastante condizente com o modo de colapso observado no modelo experimental, no qual ocorreu flambagem dos montantes de alma por cisalhamento (Figura 4.26-b).

Através da Figura 4.28 pode-se observar que o colapso deste modelo está associado à flambagem dos montantes de alma. De acordo com a distribuição de deslocamentos no eixo X (Figura 4.30), pode-se observar que a parte superior dos montantes mais solicitados se desloca para fora do plano da alma em um sentido e que a parte inferior dos montantes se desloca para fora do plano da alma no sentido contrário, o que permite caracterizar o colapso por flambagem do montante de alma devido ao cisalhamento, uma vez que, além de deslocar-se para fora do plano da alma em sentidos opostos, os montantes sofrem efeito

de torção (Figura 4.26-a) (ver item 2.5.3). Esse modo de colapso é condizente com o que foi observado no modelo experimental e destacado por Nadjai (2005) *apud* Bake (2010) em suas observações para a viga *Beam 1B*.

4.5. Modelo RWTH-B3

4.5.1. Descrição do modelo experimental

A viga celular mista de aço e concreto denominada *RWTH Beam 3* foi ensaiada por Nadjai (2005) *apud* Bake (2010) e corresponde a uma viga biapoiada com carga concentrada aplicada em quatro pontos. Na Figura 4.31 apresentam-se as características geométricas do modelo experimental, com vão de 6850 mm entre apoios. A viga celular de aço possui uma altura expandida de 484,6 mm, diâmetro das aberturas de 380 mm e distância entre centros das aberturas de 570 mm (Figura 4.31).

Como não ocorre movimento relativo na superfície de contato (interface) aço-concreto, para esse modelo, segundo Nadjai (2005) *apud* Bake (2010), considerou-se interação completa entre aço e concreto. Essa interação foi assegurada com a utilização de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça (*Stud Bolt*), com diâmetro de 19 mm e disposição de um conector por nervura da forma de aço incorporada à laje. As características geométricas da forma de aço incorporada são as mesmas daquela utilizada no modelo Ulster-1A (ver item 4.3.1), conforme mostrado na Figura 4.17.

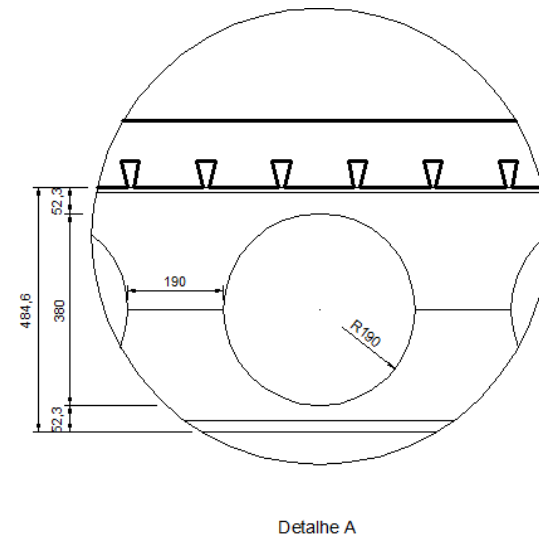
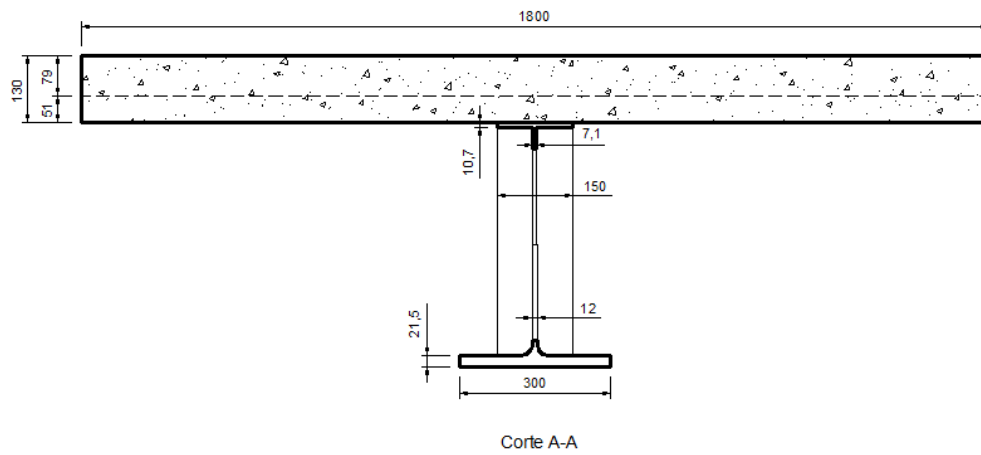
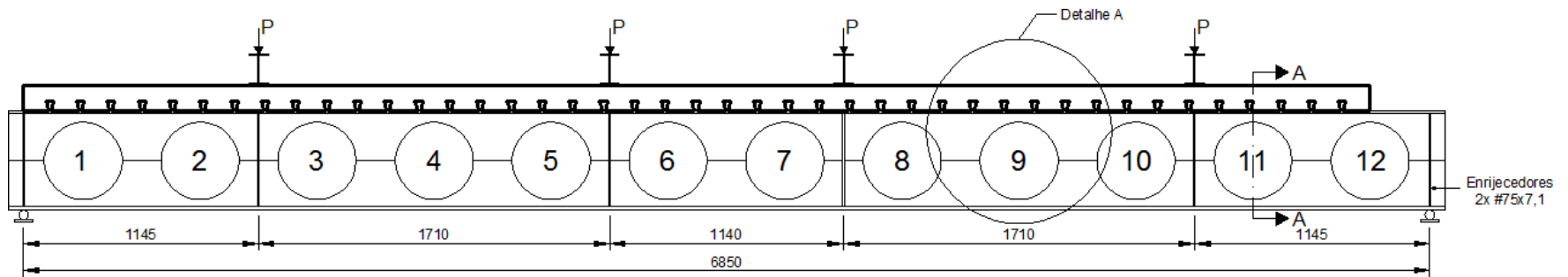


Figura 4.31 - Características geométricas da viga RWTH *Beam 3* (Dimensões em mm).

Viga celular de aço

A viga celular de aço foi fabricada com dois perfis distintos. Os tês superior e inferior foram produzidos a partir de perfis IPE 300 e HEB 340, respectivamente. Ambos os perfis são compostos com aço S355. Foram realizados ensaios de tensão para determinar as propriedades do aço de cada parte componente do perfil da viga celular. Na Tabela 3 mostram-se os valores médios obtidos nos ensaios.

Tabela 3 - Resultados dos ensaios de tração realizados para a viga RWTH Beam 3.

Amostra		Resistência ao escoamento (MPa)	Resistência à ruptura (MPa)	Alongamento (%)
IPE300	Mesa	407,5	524,5	30,15
IPE300	Alma	467,0	558,0	22,00
HEB340	Mesa	488,0	581,5	26,55
HEB340	Alma	432,0	519,0	28,90

Laje de concreto

A laje de concreto possui largura de 1800 mm e altura total de 130 mm, sendo 79 mm da capa e 51 mm da forma de aço incorporada. Foi utilizado um concreto grau C25/30, com resistência à compressão cúbica média de 30,2 MPa. A resistência à tração do concreto foi adotada em função de $f_{cm}=38,4$ MPa, conforme a formulação proposta no Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2004), dada pela expressão $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, para $f_{cm} \leq C50/60$.

Na laje de concreto foi utilizada uma taxa de aço de 0,4% nas direções transversal e longitudinal, sendo esta malha localizada a 20 mm da face superior da laje.

4.5.2. Descrição do modelo numérico

Para simular o comportamento estrutural da viga celular mista, desenvolveu-se um modelo de elementos finitos, conforme descrito no Capítulo 3. A malha de elementos finitos da viga de aço possui 60.117 nós, 58.275 elementos tipo S4R e 899 elementos tipo S3, com dimensão máxima de 10 mm. Já a laje de concreto possui 19.536 nós, 12.600 elementos tipo C3D8R, com dimensão máxima de 50 mm. Todos os elementos possuem características conforme apresentado no item 3.2.

Para o aço admitiu-se um comportamento elasto-plástico perfeito, com Módulo de Elasticidade de 210.000 MPa e coeficiente de Poisson de 0,30.

Para o concreto admitiu-se um modelo constitutivo elasto-plástico, considerando o Modelo de Dano com Plasticidade, com módulo de elasticidade de 29.250 MPa, obtido por meio de ensaio, e coeficiente de Poisson de 0,20. Para definição do Modelo de Dano com Plasticidade do concreto adotou-se um ângulo de dilatância de 36° e resistência à compressão cilíndrica de 25 MPa obtida por meio da equação (4-2) proposta por Petrucci (2005). A resistência à tração do concreto foi adotada em função de $f_{cm}=38,4$ MPa, conforme a formulação proposta no Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2004), dada pela expressão $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, para $f_{cm} \leq C50/60$.

$$f_{c\text{cilíndrica}} = 0,83 f_{c\text{cúbica}} \quad (4-2)$$

Para representar a interação aço-concreto foram utilizadas restrições ao deslocamento tipo “tie” pontual - Figura 4.32 (ver item 3.5), a fim de reproduzir a condição de interação completa entre aço e concreto. Foi utilizada uma restrição por nervura, vinculando-se os nós do centro da mesa superior do perfil de aço à face inferior da nervura da laje. Adicionalmente se utilizou um “tie” de superfície na metade da nervura sobre a 12ª abertura (Figura 4.31), a fim de garantir que esta nervura e a mesa da viga permanecessem unidas durante toda a análise não-linear.

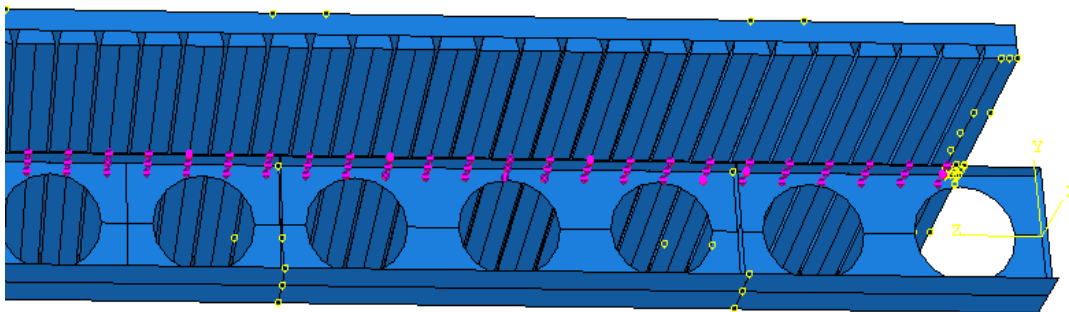


Figura 4.32 - Detalhe das restrições tipo "tie" pontual utilizadas na representação da interação aço-concreto.

Inicialmente foi realizada uma análise de flambagem elástica, tendo em vista que o modo de colapso esperado era a flambagem dos montantes de alma, como relatado por Bake

(2010). Escolheu-se o 10º modo de flambagem (Figura 4.33), dentre aqueles obtidos no ABAQUS através da análise de flambagem elástica. Neste caso, o 10º modo de flambagem foi escolhido por ser o que mais se aproxima do modo de colapso identificado no modelo experimental RWTH *Beam 3*.

Para aplicar as cargas no centro do vão e na face superior da laje, conforme realizado no modelo experimental, foram introduzidas forças sobre áreas retangulares com dimensões de 150 mm x 190 mm, o que corresponde à largura da mesa do tê superior e à largura mínima do montante de alma, respectivamente. Estas cargas foram aplicadas em dois passos, sendo o primeiro passo de 0 a 500 kN, utilizando o Método de Newton-Raphson, e o segundo passo de 500 a 800 kN, utilizando o Método de Riks modificado.

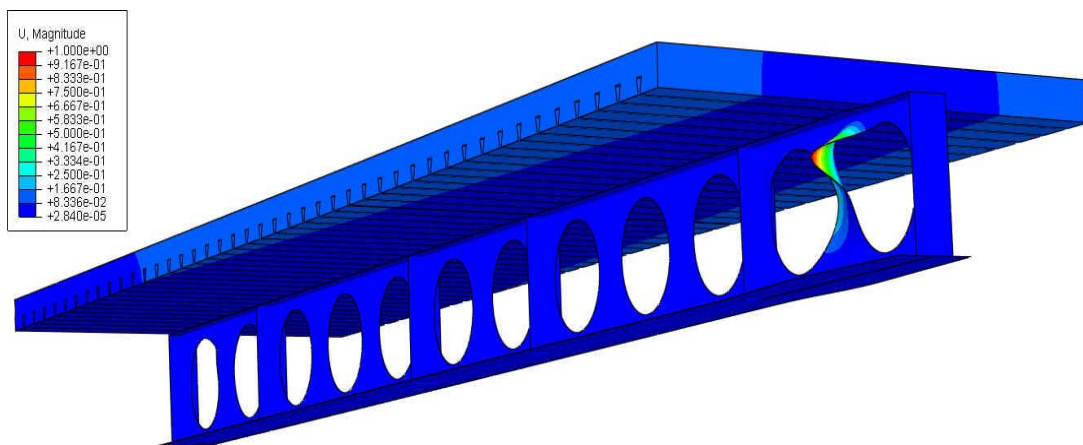


Figura 4.33 - Modo de flambagem escolhido na análise de flambagem elástica do modelo numérico RWTH-B3.

4.5.3. Resultados

Na Figura 4.34 apresentam-se as curvas Carga \times Flecha para o modelo experimental RWTH *Beam 3* e os resultados obtidos por meio da análise numérica não-linear. A carga máxima obtida por meio do modelo experimental foi de 658,0 kN, enquanto que a obtida por meio do modelo numérico RWTH-B3 foi de 602,9 kN, o que representa uma diferença da ordem de - 8,4 % com relação ao valor experimental.

A distribuição das tensões de Von Mises na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico é apresentada na Figura 4.35. Nota-se que em algumas regiões da viga de aço atingiu-se a resistência ao escoamento, com valor de 488 MPa.

A distribuição das tensões na direção Z, S33, na laje de concreto para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico é apresentada na Figura 4.36. Observa-se que foram atingidas tensões entre 8,50 e 12,50 MPa na região central da laje, o que demonstra que o colapso não é governado pela laje de concreto, cuja resistência à compressão do concreto foi de 25,0 MPa. Observa-se também uma concentração de tensões de cerca de 24,00 MPa nos locais nos quais foi aplicado o carregamento na viga alveolar mista. Ressalta-se que essa concentração de tensões representa um problema numérico e que no ensaio esse comportamento não ocorre, uma vez que a carga não é aplicada diretamente na viga alveolar mista, mas em perfis I posicionados sobre a laje de concreto.

Na Figura 4.37, apresenta-se um detalhe das deformações do montante de alma entre a 11ª e a 12ª abertura do modelo experimental RWTH *Beam 3* (Figura 4.31) e a distribuição de deslocamentos na direção do eixo X do mesmo montante, obtida por meio do modelo numérico RWTH-B3.

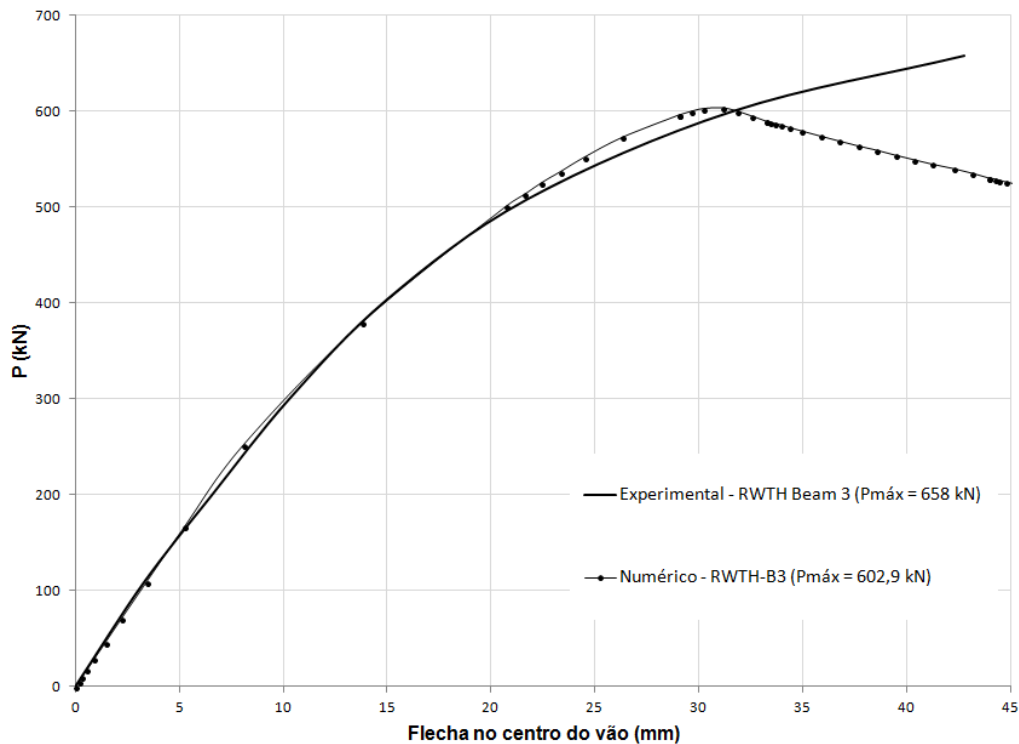


Figura 4.34 - Curvas Carga \times Flecha para os modelos RWTH *Beam 3* e RWTH-B3.

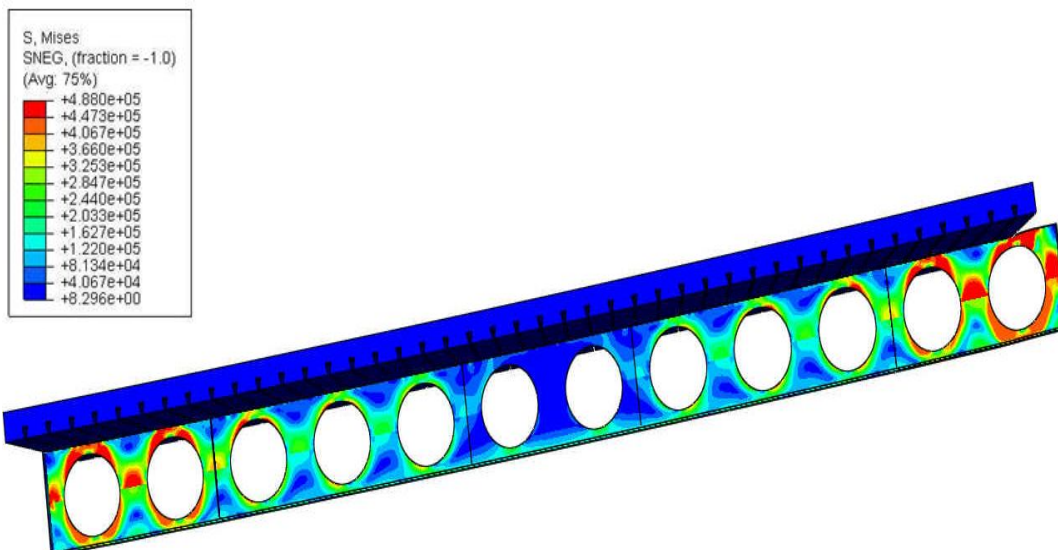


Figura 4.35 - Distribuição de tensões de Von Mises (kN/m²) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico RWTH-B3.

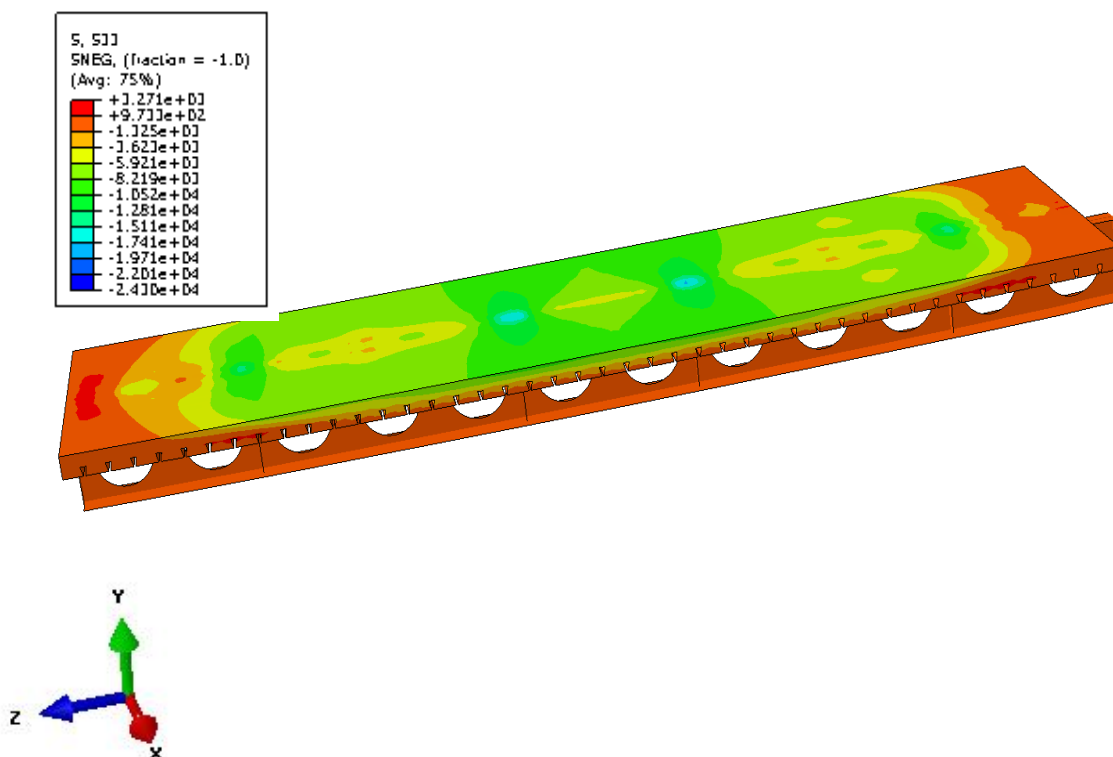


Figura 4.36 - Distribuição de tensões S33 (kN/m²) na viga mista para o nível de carga máxima alcançado no modelo numérico RWTH-B3.

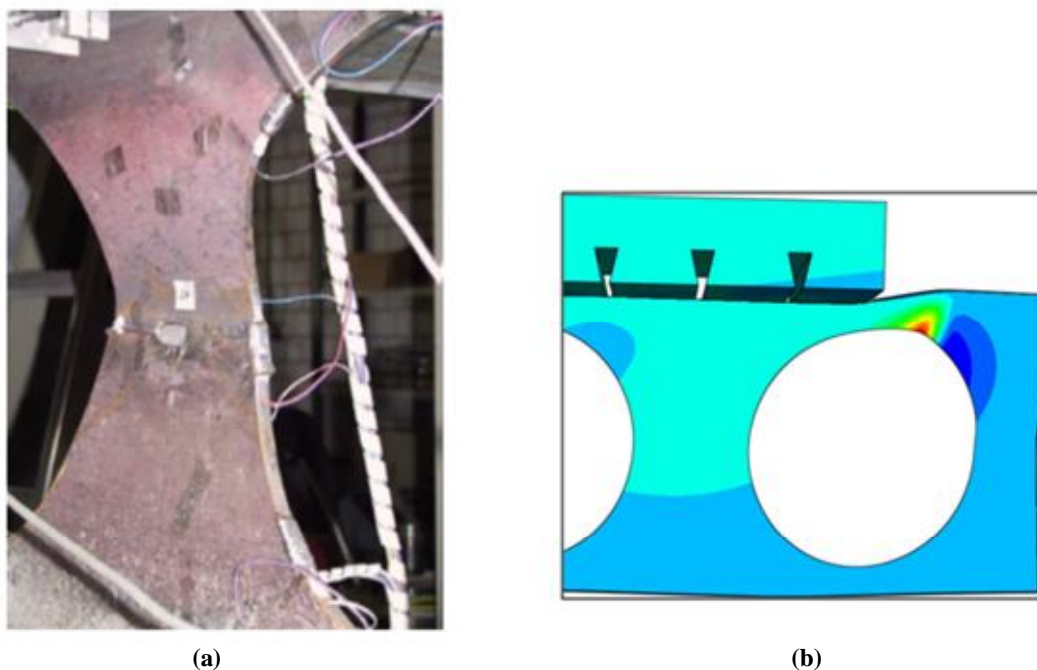


Figura 4.37 – (a) Detalhe das deformações do montante de alma entre a 11ª e a 12ª abertura do modelo experimental RWTH *Beam 3* (NADJAI, 2005 *apud* BAKE, 2010) e (b) distribuição de deslocamentos na direção do eixo X do mesmo montante, obtida por meio do modelo numérico RWTH-B3.

4.5.4. Análise dos resultados

Com base na comparação dos resultados experimentais com os que foram obtidos por meio do modelo numérico (Figura 4.34), pode-se afirmar que o modelo numérico foi capaz de representar adequadamente o comportamento da viga celular mista em condições de colapso, o que fica evidenciado pela proximidade entre a carga máxima experimental e a numérica.

Além da proximidade entre as cargas máximas nas curvas Carga \times Flecha da Figura 4.34, pode-se observar que o modelo numérico RWTH-B3 apresenta uma rigidez inicial muito compatível com a observada no modelo experimental RWTH *Beam 3*.

Em função dos resultados obtidos (Figura 4.34), pode-se afirmar ainda que a estratégia adotada para simular a interação completa entre aço e concreto no modelo numérico foi capaz de representar adequadamente o comportamento da viga celular mista. Portanto, o modelo numérico desenvolvido permite considerar interação completa entre aço e concreto

usando um tipo de restrição que proporciona uma análise com economia de tempo e boa resposta frente ao resultado experimental.

Com base na Figura 4.35, é possível notar uma diferença na distribuição das tensões de Von Mises entre os tês superior e inferior. Esta diferença está ligada ao fato de os perfis que serviram de base para os tês superior e inferior serem diferentes. Como se observa, o escoamento do tê superior acontece primeiro, conforme se podia esperar, visto que o perfil IPE300 possui uma seção transversal menor que o perfil HEB340 (ver Tabela 3).

Na Figura 4.37-a apresenta-se o montante de alma entre a 11ª e a 12ª abertura do modelo experimental após a conclusão do ensaio. Já na Figura 4.37-b apresenta-se a distribuição de deslocamentos na direção do eixo X do mesmo montante, obtida por meio do modelo numérico. Em ambas as figuras pode-se observar um deslocamento lateral (na direção do eixo X) do tê superior devido à ocorrência de flambagem do montante de alma por efeito de compressão (ver item 2.5.3). A flambagem por compressão, que geralmente ocorre em regiões próximas a apoios ou em pontos de carregamento concentrado, fica caracterizada no modelo RWTH-B3 pela ausência de torção do montante de alma quando submetido aos esforços reproduzidos pela modelagem numérica.

Numa viga longa como deste modelo, com vão de 6850 mm entre apoios, espera-se que aconteça um colapso por plastificação do tê superior devido à flexão. Como neste modelo a laje é interrompida acima da 12ª abertura (Figura 4.31), espera-se ainda um efeito localizado neste ponto. Analisando a Figura 4.37, é possível perceber que de fato ocorre um efeito localizado (deslocamento) no tê superior acima da 12ª abertura.

4.6. Avaliação dos modos de colapso identificados

Em função dos resultados obtidos nos modelos estudados, observa-se que em vigas alveolares mistas podem ocorrer outros modos de colapso, diferentes dos tradicionalmente observados em vigas mistas com perfis de alma cheia.

Os modos de colapso de formação de mecanismo plástico por flexão e de flambagem lateral com torção são comuns às vigas de aço de alma cheia. No entanto, nas vigas

alveolares, além desses modos de colapso, são de grande importância os modos de colapso por formação de mecanismo Vierendeel, por flambagem do montante de alma (por cisalhamento e por compressão) e por ruptura do montante de alma por cisalhamento. Portanto, por não possuírem uma alma cheia, as vigas alveolares mistas requerem uma maior atenção quanto à possibilidade de ocorrência de modos de colapso típicos de vigas alveolares de aço, que não são comuns aos elementos estruturais usuais de aço.

Nas vigas mistas de alma cheia, normalmente o comportamento estrutural é governado pela capacidade resistente ao momento fletor, com base na formação de um mecanismo plástico por flexão, ou pelo deslocamento máximo do elemento. Para o caso específico de vigas mistas com pequenos vãos ou grandes forças concentradas, a capacidade resistente do elemento ao esforço cortante controla o seu dimensionamento, uma vez que o colapso da viga, nesse caso, se dá devido à plastificação da alma por tensões de cisalhamento ou flambagem da alma por cisalhamento.

No caso de vigas de alma cheia com aberturas, mistas ou isoladas, é comum se fazer a verificação das aberturas na alma, considerando-se a utilização ou não de chapas para reforço das mesmas. Para as vigas alveolares, normalmente não se admitem reforços nas bordas por questões estéticas ou de produtividade durante a fabricação. Isto cria a possibilidade frequente de ocorrência de flambagem dos montantes de alma nesses elementos estruturais.

De acordo com o observado nos modelos analisados neste trabalho e nas referências bibliográficas, nas vigas alveolares mistas, nota-se que o comportamento estrutural de vigas curtas é comumente governado pela flambagem do montante de alma por cisalhamento (Figura 4.38, Figura 4.39 e Figura 4.40) e o de vigas longas pela formação de mecanismo plástico por flexão (Figura 4.41).

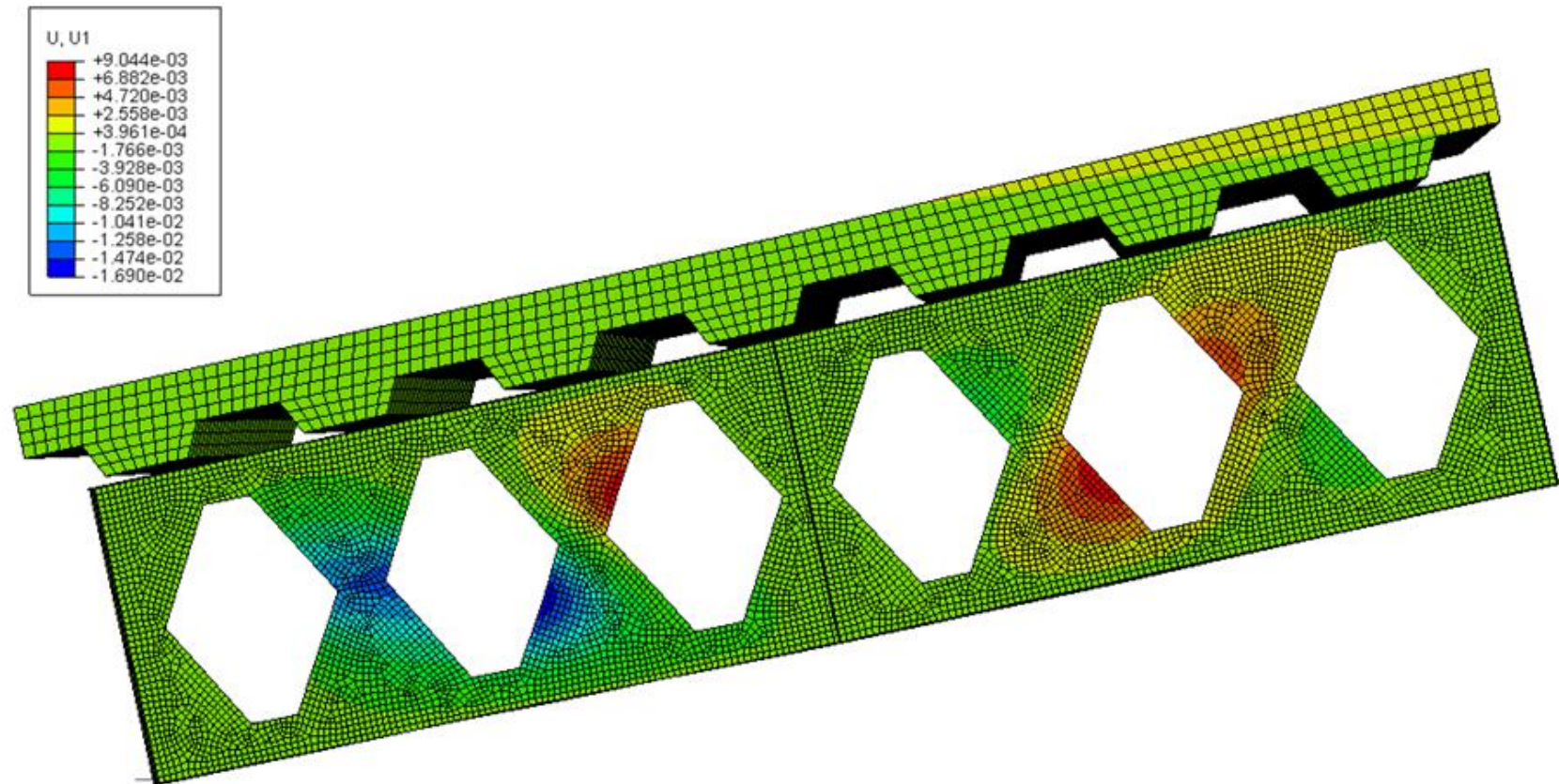


Figura 4.38 - Modo de colapso observado na viga MR-B2: flambagem do montante de alma por cisalhamento.

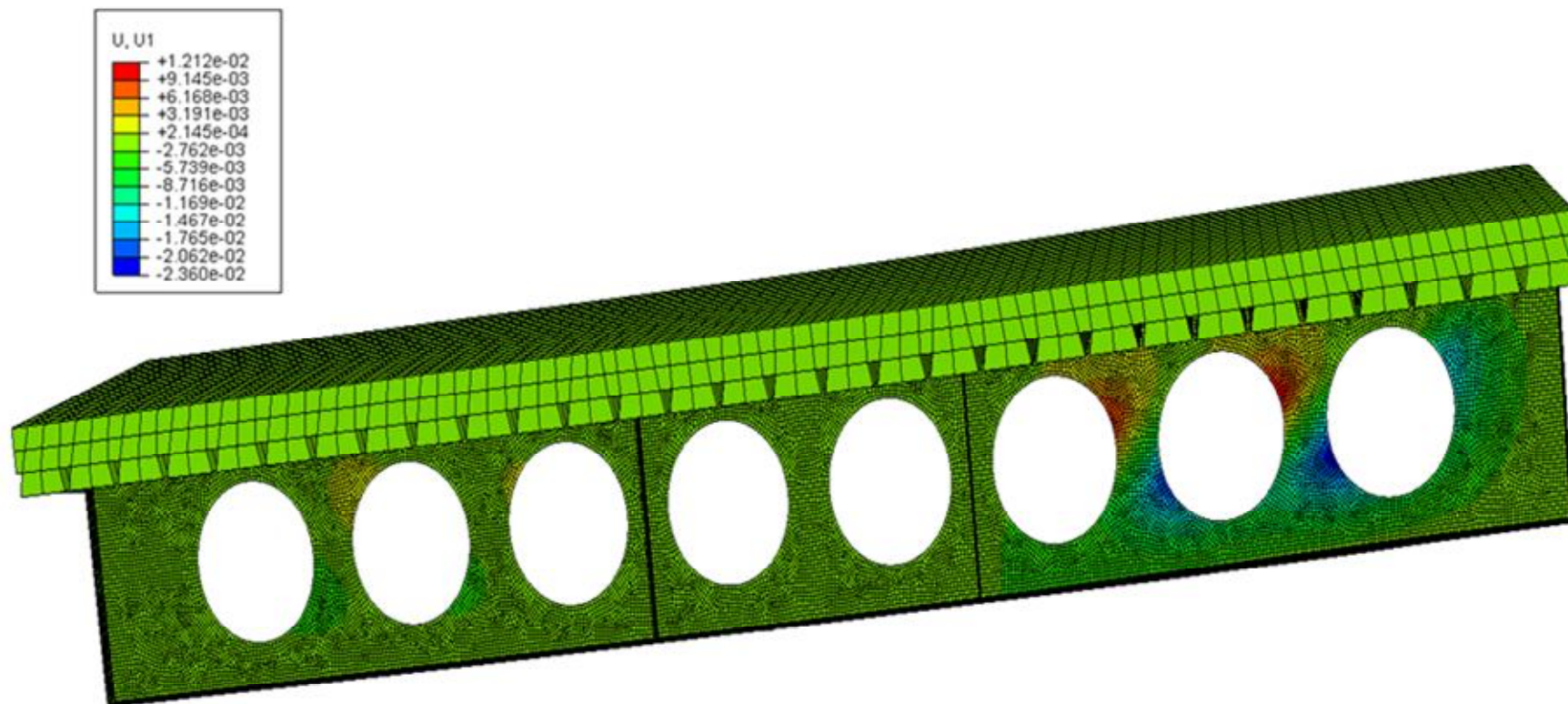


Figura 4.39 - Modo de colapso observado na viga Ulster-1A: flambagem do montante de alma por cisalhamento.

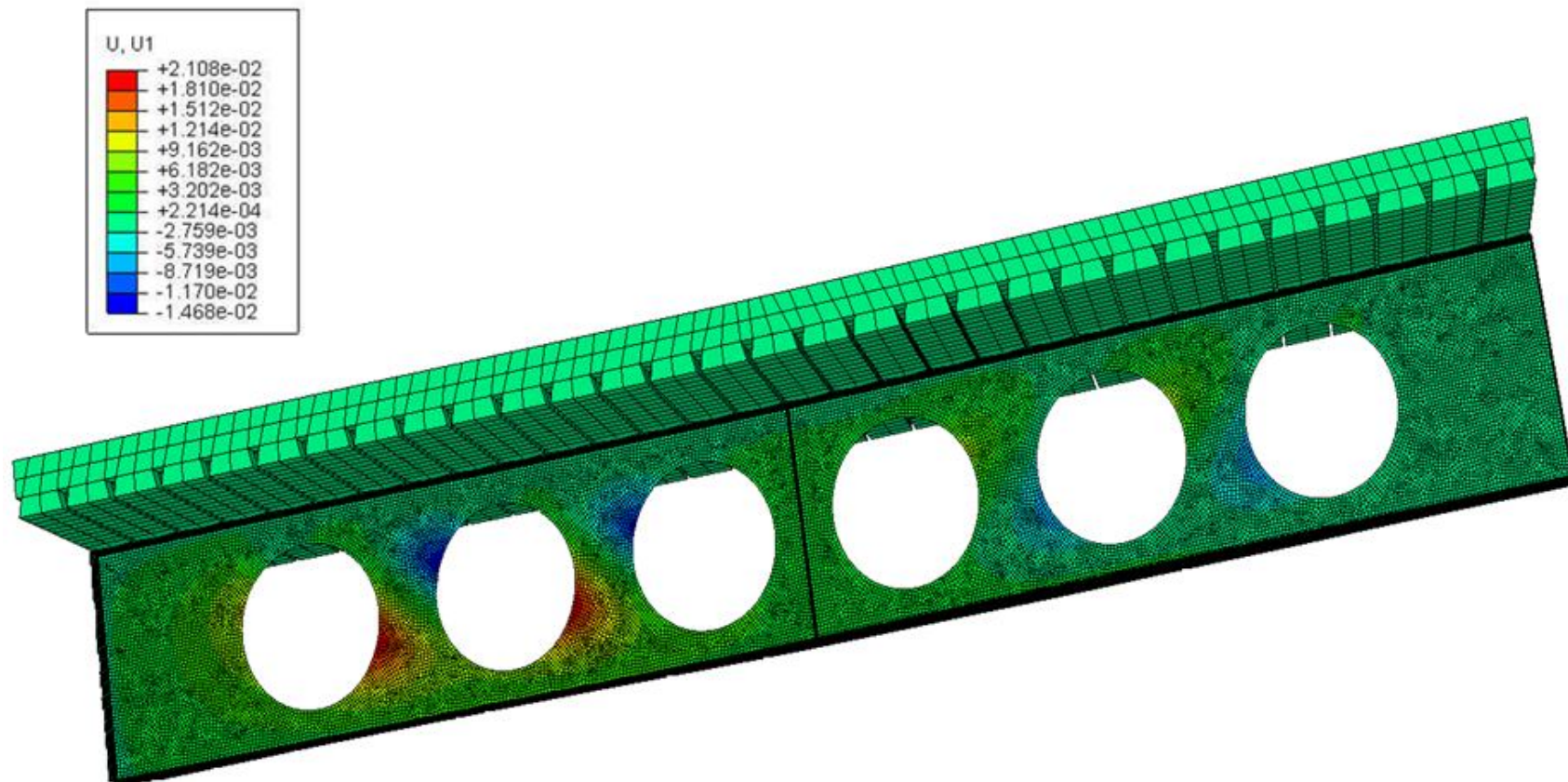


Figura 4.40 - Modo de colapso observado na viga Ulster-1B: flambagem do montante de alma por cisalhamento.

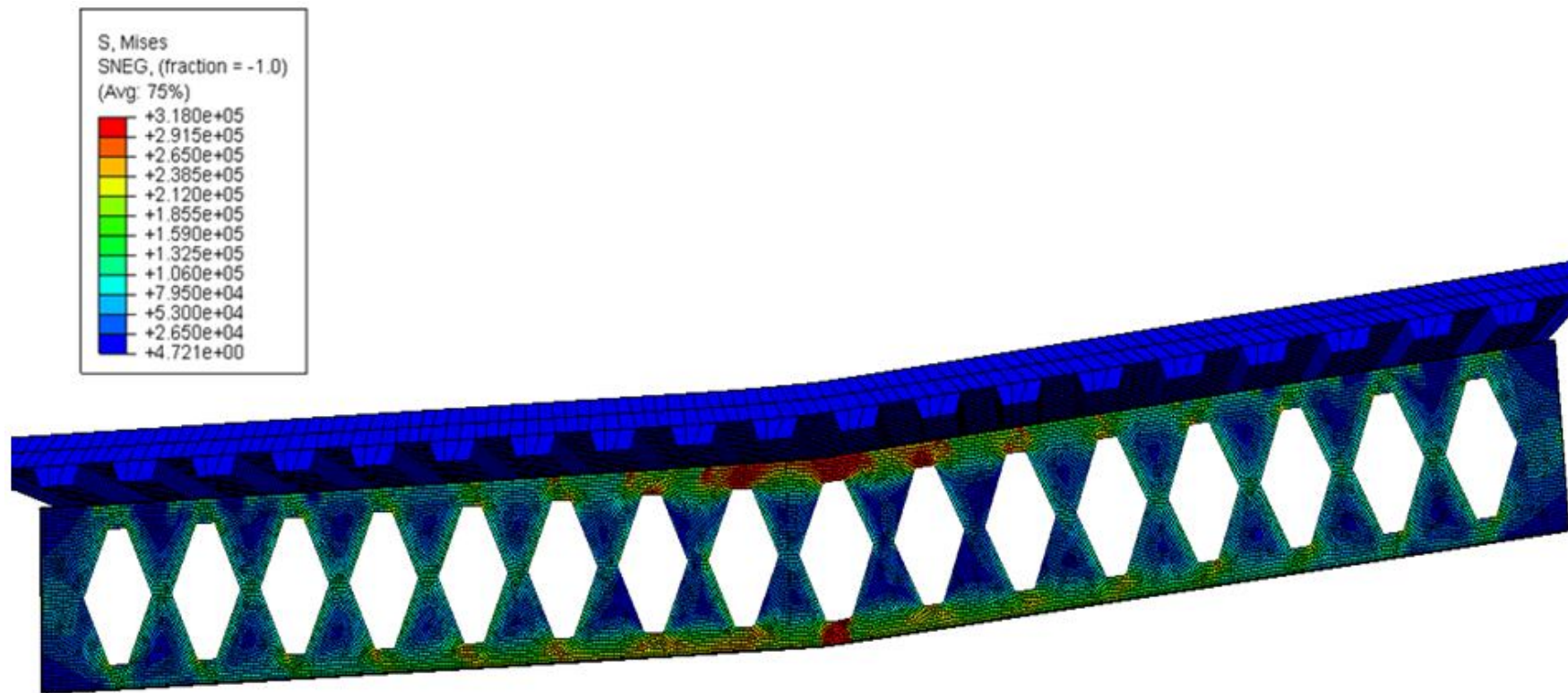


Figura 4.41 - Modo de colapso observado na viga MR-B5: formação de mecanismo plástico por flexão.

Também em função dos estudos realizados, nota-se que o colapso por formação de mecanismo Vierendeel em vigas alveolares mistas não foi identificado, embora seja possível de ocorrer em vigas alveolares isoladas. Isto realça a importância de realizar novos estudos visando verificar a possibilidade de ocorrência desse modo de colapso em vigas alveolares mistas.

Ressalta-se que a distribuição do carregamento na viga alveolar mista ou isolada exerce influência sobre a ocorrência da formação de mecanismo Vierendeel. Em vigas alveolares sujeitas a uma carga concentrada no meio do vão, a ocorrência do mecanismo Vierendeel se dá na vizinhança da região central da viga, visto que este mecanismo ocorre na região onde existem tensões máximas provocadas pela ação simultânea da força cortante e do momento fletor (Figura 4.42). Já em vigas alveolares sujeitas a uma carga uniformemente distribuída, a ocorrência do mecanismo Vierendeel se dá numa região mais próxima aos apoios, na qual ocorrem as tensões máximas (Figura 4.43).

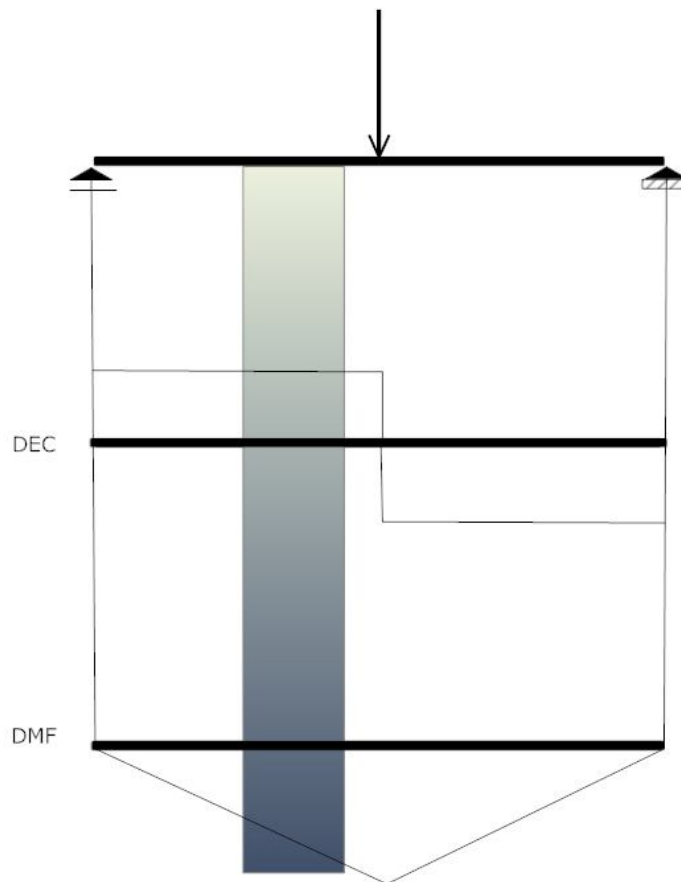


Figura 4.42 – Diagrama de esforço cortante e diagrama de momento fletor para viga sujeita a carga concentrada no meio do vão com destaque para a possível região de ocorrência do mecanismo Vierendeel.

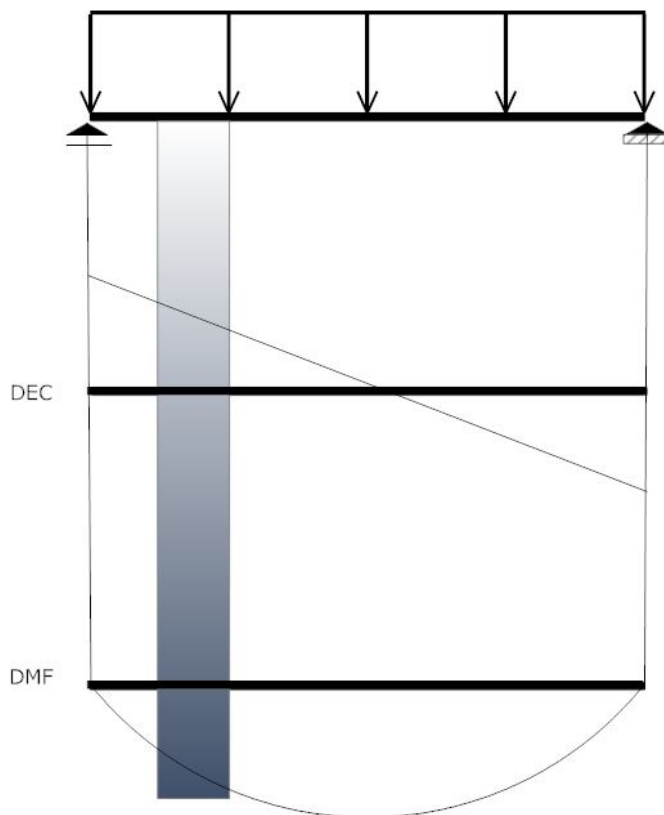


Figura 4.43 – Diagrama de esforço cortante e diagrama de momento fletor para viga sujeita a carga uniformemente distribuída com destaque para a possível região de ocorrência do mecanismo Vierendeel.

Destaca-se também, que nos locais de cargas concentradas ou na região dos apoios deve-se sempre verificar a possibilidade de ocorrência de flambagem do montante de alma por compressão. No entanto, observa-se que a colocação de enrijecedores nas vigas alveolares isoladas e mistas contribui para evitar a ocorrência desse modo de colapso, uma vez que esses elementos aumentam a seção resistente ao esforço concentrado (Figura 4.44). Além disso, a presença dos enrijecedores impede também a ocorrência da flambagem do montante de alma por cisalhamento nas regiões dos apoios, fazendo com que o colapso não se dê no primeiro ou no último montante de alma, mas sim nos montantes vizinhos (Figura 4.38).

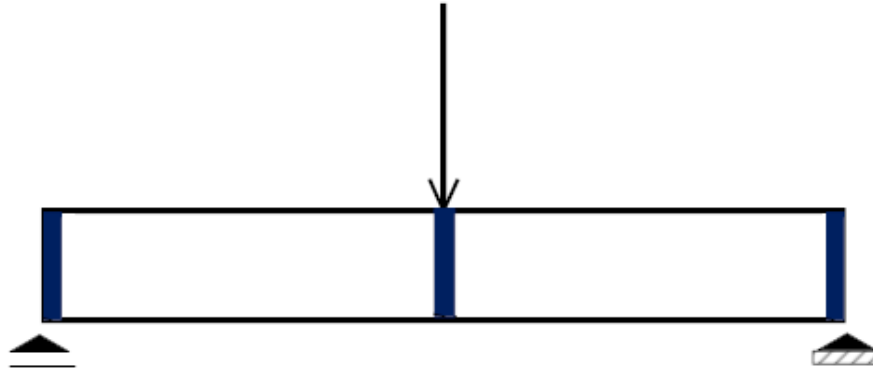


Figura 4.44 – Desenho esquemático de viga com enrijecedores.

É possível notar também a utilização de alvéolos preenchidos ou parcialmente preenchidos como estratégia para evitar a flambagem do montante de alma tanto por compressão como por cisalhamento em regiões próximas aos apoios das vigas e em pontos de inserção de cargas concentradas, nos quais vigas secundárias buscam apoio sobre uma abertura em vigas alveolares primárias.

De acordo com o observado nas referências bibliográficas, o modo de colapso por flambagem do montante de alma por compressão é menos grave em uma viga mista devido à propagação da carga concentrada por meio da laje.

O modo de colapso por flambagem lateral normalmente não é verificado em vigas mistas devido ao travamento da mesa superior do perfil, promovido pela laje. No entanto, ressalta-se que esse modo de colapso envolve dois movimentos simultâneos: um deslocamento lateral, que para vigas mistas é nulo e um giro da seção transversal, que pode ou não ser nulo. Há uma vertente que considera que esse modo de colapso não é relevante para vigas alveolares mistas. Os autores associados a esse pensamento consideram a flambagem lateral com torção e a flambagem lateral com distorção como fenômenos distintos. Outra vertente considera que a presença das aberturas não influencia no comportamento da viga com relação a esse modo de colapso. No entanto, estudos mais recentes têm comprovado que a variação da área da seção transversal devido à presença das aberturas reduz a capacidade resistente das vigas alveolares quanto à flambagem lateral com torção acompanhada de distorção da alma.

Por último, em função dos estudos citados nas referências bibliográficas, nota-se que a ruptura do montante de alma por cisalhamento não é um modo de colapso comum às vigas alveolares, embora possa ocorrer em vigas nas quais a relação entre o comprimento da solda e a distância entre as aberturas é pequena.

5. CONCLUSÕES

5.1. Conclusões Gerais

Em síntese, conclui-se que o modelo numérico desenvolvido neste trabalho é capaz de representar o comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto.

As estratégias adotadas para simular a interação entre aço e concreto no modelo numérico foram capazes de representar adequadamente os fenômenos observados nos modelos experimentais, para os diferentes tipos de abertura e graus de conexão de cisalhamento. Portanto, a estratégia de modelagem desenvolvida permite considerar diferentes graus de interação entre aço e concreto para vigas alveolares, casteladas e celulares, por meio do uso de diferentes ferramentas disponíveis no ABAQUS.

Analisando e comparando os resultados dos modelos experimentais das vigas *Beam 5*, *Beam 2* e RWTH *Beam 3* com os resultados dos respectivos modelos numéricos MR-B5, MR-B2 e RWTH-B3 (Figura 4.5, Figura 4.12 e Figura 4.34), observa-se um melhor comportamento do modelo RWTH-B3 quanto à rigidez inicial. Este fato reforça a ideia de que a diferença entre as rigidezes iniciais nos modelos experimentais *Beam 5* e *Beam 2* pode ser atribuída à dificuldade em se medir deslocamentos verticais muito pequenos ou à influência do atrito nos apoios de extremidade, o que poderia gerar uma dificuldade de giro da viga nesses apoios, produzindo menores flechas no meio do vão.

É importante ressaltar que em todos os casos utilizados no estudo de validação, o modelo numérico apresentou modos de colapso muito parecidos com os observados nos modelos experimentais. Nas simulações numéricas desenvolvidas reproduziram-se colapsos por flambagem do montante de alma, tanto por cisalhamento quanto por compressão, e colapsos por plastificação dos tês da viga alveolar, o que destaca a aplicabilidade da metodologia de modelagem desenvolvida à simulação de vigas alveolares mistas sujeitas aos diversos modos de colapso já observados na prática.

O fato de o modelo RWTH-B3 ter reproduzido os resultados experimentais com fidelidade ressalta que as estratégias de modelagem adotadas para simular o comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto foram eficazes, uma vez que, para esse modelo, foi necessário desenvolver estratégias que pudessem permitir a reprodução do efeito local imposto pela interrupção da laje entre a 11^a e a 12^a abertura do modelo. Além disso, a dificuldade de modelagem geométrica referente à existência de diferentes perfis compondo a base para os tês superior e inferior desse modelo foi mais um obstáculo vencido que deu destaque às estratégias de modelagem adotadas.

Nos modelos numéricos desenvolvidos pode-se observar o comportamento estrutural na fase pós-pico da curva Carga \times Flecha. Isto comprova a capacidade do modelo numérico para descrever o comportamento estrutural de vigas alveolares mistas nessa fase.

Estudos realizados durante o processo de modelagem da viga MR-B2 permitiram a comparação a capacidade última da viga alveolar mista e isolada. Para a viga alveolar isolada, a carga máxima obtida por meio de um modelo numérico foi de 119,04 kN. Já para a viga alveolar mista com interação parcial, a carga máxima obtida foi de 183,3 kN, o que representa um aumento de aproximadamente 54% sobre a capacidade da viga alveolar isolada.

De maneira análoga, realizaram-se estudos durante o processo de modelagem da viga MR-B5 com o intuito de verificar o aumento da capacidade última ao se adotar a solução mista, desde que não ocorra flambagem dos montantes de alma por cisalhamento. Para a viga alveolar isolada a carga máxima obtida por meio de um modelo numérico foi de 67,5 kN, enquanto que para a viga alveolar mista com interação parcial a carga máxima

obtida foi de 92,9 kN. Neste caso, o aumento da capacidade última da viga alveolar mista com relação à viga alveolar isolada foi de aproximadamente 38%. Ainda com relação ao modelo MR-B5, realizou-se um estudo utilizando os resultados da modelagem da referida viga com interação completa. A carga máxima obtida foi de 109,0 kN, evidenciando o aumento da capacidade última da viga mista devido à interação completa.

Por fim, conclui-se que o modelo numérico desenvolvido é adequado para a simulação do comportamento estrutural de vigas alveolares mistas, visto que este foi capaz de representar a interação parcial e total entre aço e concreto, caracterizar a carga máxima dos modelos experimentais e caracterizar diversos modos de colapso existentes na literatura. O modelo desenvolvido permite ainda a realização de estudos de variação de parâmetros, o que é importante para entender de maneira mais aprofundada o comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto.

Na Figura 5.1 apresenta-se, em síntese, um gráfico comparativo entre as cargas máximas alcançadas pelos modelos numéricos e experimentais utilizados neste trabalho.

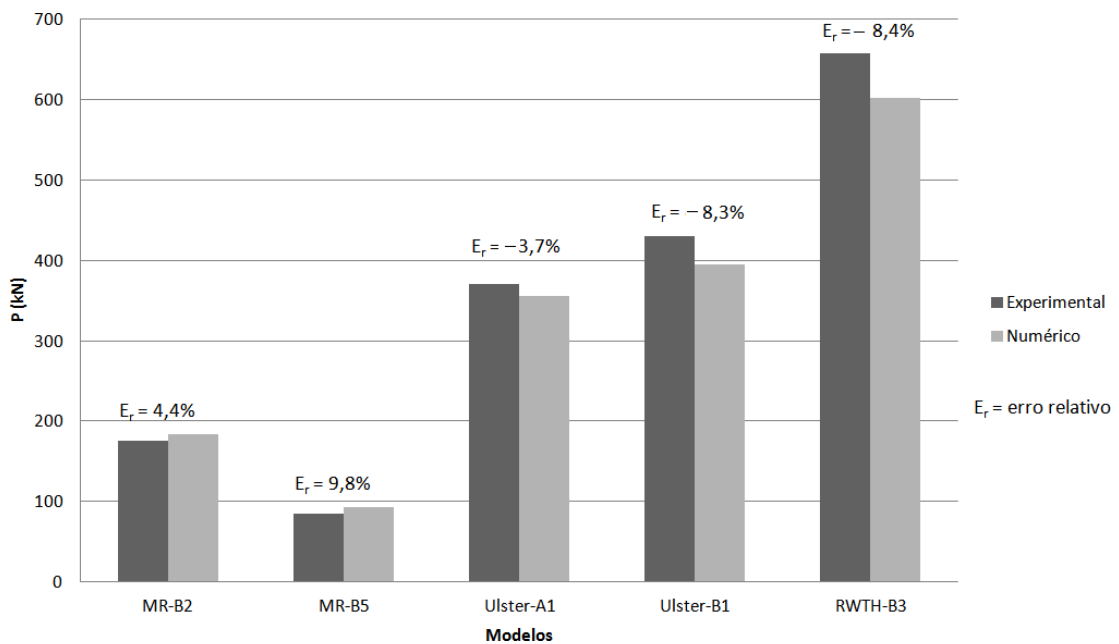


Figura 5.1 - Gráfico comparativo entre os modelos numéricos e experimentais.

5.2. Sugestões para trabalhos futuros

O desenvolvimento deste trabalho permitiu visualizar os seguintes temas como propostas para trabalhos futuros:

- avaliar os efeitos da tensão residual na alma e nas mesas dos perfis de aço sobre o modelo numérico desenvolvido;
- realização de uma campanha experimental com perfis laminados brasileiros de forma a ampliar a validação do modelo numérico;
- avaliar novas estratégias para modelar vigas alveolares mistas de aço e concreto que possuem apenas um conector por nervura com conexão parcial de modo a permitir a flambagem local da mesa;
- desenvolver um modelo analítico para o dimensionamento de vigas alveolares mistas de aço e concreto, levando em conta os diversos modos de colapso previstos para este tipo de estrutura;
- desenvolver os modelos das vigas alveolares mistas com iteração total utilizando o elemento de conexão CONN3D2.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT, NBR 8800. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro, 2008.
- Abreu, L.M.P.; Fakury, R.H.; Castro e Silva, A.L.R. *Determinação do momento fletor resistente a flambagem lateral com torção de vigas de aço celulares*. CILAMCE 2010 - XXXI Iberian-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering: Argentina: 2010.
- Aglan, A.A.; Qaqish, S. *Plastic behavior of beams with mid-depth web openings*. Engineering Journal American Institute of Steel Construction. 20-26; 1982.
- ArcelorMittal: Catálogo - Long Carbon Europe Sections and Merchant Bars. ACB® Vigas Alveolares. Acessado em 09/11/2012. Web Page: <http://www.arcelormittal.com/sections>.
- Bashir-Ahmed, M. and Xiao-zu, S. *Arc-length technique for nonlinear finite element analysis*. Journal of Zhejiang University SCIENCE, 5(5), 618-628, 2004.
- Bake, S. *Behaviour of cellular beams and composite floor at ambient and elevated temperature*. The University of Manchester, United Kingdom, 2010.
- Bathe, K-J. *Finite Element Procedures*. Estados Unidos: 1996.
- Benitez, M.A.; Darwin, D.; Donahey, R.C. *Deflections of composite beams with web openings*. Journal of Structural Engineering. 1139-1147; 1998.
- Bezerra, E.M.; Fakury R.H.; Castro e Silva A.L.R.; Caldas R.B. *Determinação do momento fletor resistente a flambagem lateral com torção de vigas de aço casteladas*. XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Argentina:

2010.

- Boyer, J.P. *Castellated Beams - New Developments*. AISC Engineering Journal. 104-108; 1964.
- Chapman, J.C.; Balakrishnan S. *Experiments on composite beams*. The Structural Engineering. 42:369-383; 1964.
- Cho, S.H.; Redwood, R.G. *Slab behavior in composite beams at openings. I: Analysis*. Journal of Structural Engineering. 118:2287-2303; 1992a.
- Cho, S.H.; Redwood, R.G. *Slab behavior in composite beams at openings. II: Tests and Verification*. Journal of Structural Engineering. 118:2304-2322; 1992b.
- Chung, K.F.; Liu, T.C.H.; Ko, A.C.H. *Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with circular web openings*. Journal of Constructional Steel Research. 57:467-490; 2001.
- Chung, K.F.; Lawson, R.M. *Simplified design of composite beams with large web openings to Eurocode 4*. Journal of Constructional Steel Research. 57:135-163; 2001.
- Chung, K.F.; Liu, C.H.; Ko, A.C.H. *Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: an empirical design using a general moment-shear interaction curve*. Journal of Constructional Steel Research. 59:1177-1200; 2003.
- Crisfield, M.A. *Snap-through and snap-back response in concrete structures and the dangers of under-integration*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 229, 751-767, 1986.
- Crisfield, M.A. *An arc-length method including line searches and accelerations*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 19, 1269-1289, 1983.
- Darwin, D.; Donahey, R.C. *LRFD for composite beams with unreinforced web openings*. Journal of Structural Engineering. 114:535-552; 1988.
- Darwin, D.; Lucas, W.K. *LRFD for steel and composite beams with web openings*. Journal of Structural Engineering. 116:1579-1593; 1990.
- Davalos, J. F.; Chen, A.; Zou, B. *Performance of a scaled FRP deck-on-steel girder bridge model with partial degree of composite action*. Engineering Structures, n. 40, p. 51-63, 2012.
- Delesques, R. *Le calcul des poutres ajourées*. Construction Métallique. 4:41-51; 1969.
- Delesques, R. *Stabilité des montants de poutres ajourées*. Construction Métallique. 3:26-33; 1968.
- Demirdjian, S. *Stability of Castellated Beam Webs*. Canadá: McGill; 1999.
- Donahey, R.C.; Darwin, D. *Web openings in composite beams with ribbed slabs*. Journal of Structural Engineering. 114:518-534; 1988.

- Dougherty, B.K. *Buckling of web post in perforated beams*. Journal of the Structural Division. 107:507-519; 1981.
- Ellobody, E. *Interaction of buckling modes in castellated beams*. Journal of Constructional Steel Research. 67:814-825; 2011.
- El-Sawy, K.M.; Sweedan, A.M.I.; Martini, M.I. *Major-axis elastic buckling of axially loaded castellated steel columns*. Thin-Walled Structures. 47:1295-1304; 2009.
- EN 1992-1-1: 2004. *Eurocode 2 – Design of concrete structures, Part 1-1*; General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization (CEN), 2004.
- EN 1994-1-1:2004. *Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures*. European Committee for Standardization (CEN), 2004.
- ENV 1994-1-1:1994. *Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures*. BSI, 1994.
- Eryigit, E.; Zor, M.; Arman, Y.R. *Hole effects on lateral buckling of laminated cantilever beams*. Composites: Part B. 40:174-179; 2009.
- Fahmy, E.H. *Analysis of composite beams with rectangular web openings*. Journal of Constructional Steel Research. 37:47-62; 1995.
- Faltus, F. *Calculation of castellated girders*. Acier-Stahl-Steel. 5:229-232; 1966.
- Fink, J. *Push-out Test Parametric Simulation Study of a New Sheet-Type Shear Connector*. Austria; 2007.
- Galambos, A.R.; Hosain, M.U.; Speirs, W.G. *Optimum expansion ratio of castellated steel beams*. 1:213-225; 1973.
- Gemperle, C. *Vereinfachte Vordimensionierung von Wabenträgern*. Stahlbau. 76:530-536; 2007.
- Gibson, J.E.; Jenkins W.M. *An investigation of the stress and deflections in castellated beams*. The Structural Engineer. 467-479; 1957.
- Gizejowski, M.A.; Khalil, W.A.S. *Stability and ductility of castellated composite beams subjected to hogging bending*. SDSS’Rio 2010 Stability and Ductility of Steel Structures: Brasil: 2010.
- Gizejowski, M.A.; Salah, W. A. *Numerical modeling of composite castellated beams*. Composite Construction in Steel and Concrete VI: EUA: 2011.
- Gouveia, V.; Barros, J.; Azevedo, A.; Sena, J. C. *Implementação da técnica do arc-length e métodos relacionados no programa de elementos finitos FEMIX*. Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Viseu, 2006.
- Grünbauer BV. Acessado em 09/11/2012. Web Page: <http://www.grunbauer.nl/eng/waarom.htm>.
- Hechler, O.; Muller, C.; Sedlacek, G. *Investigations on beams with multiple regular web*

openings. Composite Construction in Steel and Concrete V:África do Sul:2006.

- Hibbitt, Karlsson e Sorensen. *ABAQUS Theory Manual*, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc, EUA. 2009.
- Johnson, R. P. *Composite Structures of Steel and Concrete – Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings*. Editora Blackwell Science Ltd.; 2004.
- Kanning, W.; *Theoretische und experimentelle Untersuchungen über den Einfluß der schnittführung von Wabenträgern auf deren Traglast*. Dissertation: braunschweig, 1976.
- Kerdal, D.; Nethercot D.A. *Failure modes for castellated beams*. Journal of Constructional Steel Research. 295-315; 1984.
- Kirchhof, L.D.; Neto, J.M.; Malite, M.; Gonçalves, R.M. *Análise da resposta de modelos numéricos de vigas mistas aço-concreto*. Mecânica Computacional, XXII; 2003.
- Knowles, P.R. *Castellated beams*. Proc. Instn. Civ. Engrs. 521-536; 1991.
- Kolosowski, J. *Stresses and deflections in castellated beams*. The Structural Engineer. 42:19-24; 1964.
- Lam, D.; Ellobody, E. *Behavior of Headed Stud Shear Connectors in Composite Beam*. Journal of Structural Engineering, 131: 96-106, 2005.
- Lawson, R.M.; Lim, J.; Hicks S.J.; Simms, W.I. *Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings*. Journal of Constructional Steel Research. 62:614-629; 2006.
- Lawson, R.M.; Saverirajan, A.H.A. *Simplified elasto-plastic analysis of composite beams and cellular beams to Eurocode 4*. Journal of Constructional Steel Research; 2011.
- Lian, V.T.; Shanmugam, N.E. *Design of horizontally curved plate girder webs containing circular openings*. Thin-Walled Structures. 42:719-739; 2004.
- Litzka, H. *La production automatique de pouters a âme évidée de tous types et de outes dimensions*. Acier-Stahl-Steel. 11; 1960.
- Liu, T.C.H.; Chung, K.F. *Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: finite element investigations*. Journal of Constructional Steel Research. 59:1159–1176; 2003.
- Lourenço, P.B. *Métodos Computacionais da mecânica dos sólidos não-linear*. Portugal: 1999.
- Luccioni, B. *Apuntes de Mecánica de Daño Continuo*. 2003.
- Malm, R. *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method*. KTH, Sweden, 2009.

- Megharief, J.D. *Behavior of Composite Castellated Beams*. Montreal, Canada: McGill University; 1997.
- Megharief, J.; Redwood, R. *Behaviour of composite castellated beams*. Journal of Constructional Steel Research. 46:199-200; 1998.
- Mohebkhah, A. *The moment-gradient factor in lateral-torsional buckling on inelastic castellated beams*. Journal of Constructional Steel Research. 60:1481-1494; 2004.
- Monfort Leonart, J. *Geometría de los perfiles alveolares*. Informes de la Construcción. 40:51-64; 1988.
- Nadjai, A.; Goodfellow, N.; Vassart ,O.; Ali, F.; Choi, S. *Simple calculation method of composite cellular beams at elevated temperatures*. Fifth International Conference on Structures in Fire: 551-559; 2008.
- Nethercot, D.A.; Kerdal, D. *Lateral-torsional buckling of castellated beams*. The Structural Engineer. 60B:53-61; 1982.
- Oliveira, A. F. N. *Análise do Comportamento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Sistemas de Pisos Mistos com Pré-Laje de Concreto*, Dissertação de Mestrado, UFMG, Belo Horizonte, 2007.
- Petrucci, E. G. R. *Concreto de Cimento Portland*. Editora Globo, 2005.
- Queiroz, G. *Elementos das estruturas mistas aço-concreto*. Editora O Lutador; 2001.
- Queiroz, F. D.; Vellasco, P. C. G. S.; Nethercot, D. A. *Finite element modelling of composite beams with full and partial shear connection*. Journal of Constructional Steel Research. 63: 505–521, 2007.
- Radić, I.; Markulak D.; Varevac D. *Utjecaj vrste bočnih pridržanja na otpornost sačastih nosača na bočno-torzijsko izvijanje*. Technical Gazette. 16:9-17; 2009.
- Redwood, R.G. *Behaviour of composite castellated beams*. Prog. Struct. Engng Mater. 2:164-168; 2000.
- Redwood, R.G.; Demirdjian, S. *Castellated beam web buckling in shear*. Journal of Structural Engineering. 124:1202-1207; 1998.
- Redwood, R.G.; Poumbouras, G. *Analysis of composite beams with web openings*. Journal of Structural Engineering. 110:1949-1958; 1984.
- Redwood, R. G. *Ultimate Strength Design of Beams with Multiple Openings paper presented at the ASCE Structural Engineering Conference*. Pittsburgh, Pennsylvania, 1968.
- Riks, E. *On the numerical solution of snapping problems in the theory of elastic stability*. Dissertation, Stanford University, Stanford, California, USA, 1970.
- Shanmugan, N.E.; Lian, V.T.; Thevendran, V. *Finite element modelling of plate girders with web openings*. Thin-Walled Structures. 40:443-464; 2002.

- Showkati, H. *Lateral-torsional buckling of castellated beams*. Iranian Journal of Science & Technology. 32:153-156; 2008.
- Silveira, E. G. *Estudo de vigas alveolares com ênfase nos modos de colapso com formação de rótulas plásticas*, Dissertação de Mestrado, UFV, Viçosa, 2011.
- Tdb Projetos. Acessado em 09/11/2012. Web Page: <http://tdbprojetos.com.br>.
- Tkalčević, V.; Džeba I.; Androić B; *Pouzdanost saćastih nosaca na bocno-torzijsko izvijanje*. Gradevinar. 4: 311-318, 2007.
- Toprac, A.A.; Cooke, B.R. *An experimental investigation of open-web beams*. 1-16; 1959.
- Veríssimo, G. S. *Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento*, Tese de Doutorado, UFMG, Belo Horizonte, 2007.
- Vieira, W. B. *Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas casteladas de aço com ênfase na flambagem do montante de alma*, , Dissertação de Mestrado, UFV, Viçosa, 2011.
- Weil, T.; Schnell, J.; Kurz,W. *Design model for continuous composite beams with web openings*. Composite Construction in Steel and Concrete VI: EUA: 2008.
- Wempner, G.A. *Discrete approximations related to nonlinear theories of solids*. Int. J. Solids & Structures, 7, 1581-1599, 1971.
- Westok. Acessado em 09/11/2012. Web Page: <http://www.westok.co.uk>.
- Zaarour, W.J.; Redwood, R.G. *Web Buckling in Thin Webbed Castellated Beams*. Journal of Structural Engineering. 860-866; 1996.
- Ziemian, R. D. *Guide to Stability design criteria for metal structures*. Wiley, Sixth Edition, 2010.
- Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L. *The finite element method*. Vol. 1. 4 ed, Basic formulation and linear problems. McGraw-Hill, Berkshire, England, 1989.
- Zirakian, T.; Showkati H. *Distortional buckling of castellated beams*. Journal of Constructional Steel Research. 62:863-871; 2006.