

MATEUS COURI PETRAUSKI

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E
CONCRETO COM CONECTORES CRESTBOND**

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
2016

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

P493s
2016

Petrauski, Mateus Couri, 1991-
Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de
aço e concreto com conectores Crestbond / Mateus Couri
Petrauski. – Viçosa, MG, 2016.
xxviii, 214f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui apêndice.

Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.204-209.

1. Construção mista. 2. Vigas de concreto. I. Universidade
Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa
de Pós-graduação em Engenharia Civil. II. Título.

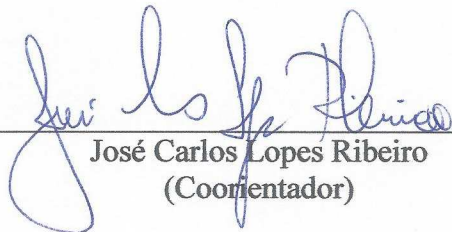
CDD 22 ed. 624.171

MATEUS COURI PETRAUSKI

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E
CONCRETO COM CONECTORES CRESTBOND**

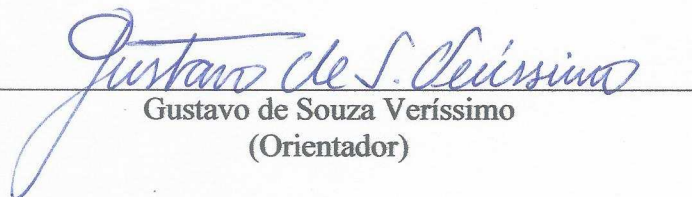
Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 05 de Agosto de 2016


José Carlos Lopes Ribeiro
(Coorientador)


José Luiz Rangel Paes
(Coorientador)


Ana Lydia Reis de Castro e Silva


Gustavo de Souza Veríssimo
(Orientador)

*À Camila e minha família,
em especial a meu avô
Algirdas (in memoriam)
e seu sabonete azul.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelo dom da vida, pela oportunidade de aqui estar, pelas pessoas com quem posso conviver e por todas as outras bênçãos que me foram concedidas nesta jornada até o momento.

Aos meus pais, primeiros e eternos mestres, pelo exemplo de integridade, pelo amor incondicional, incentivo e compreensão em todos os momentos.

Ao Prof. Gustavo de Souza Veríssimo, pela oportunidade de trabalharmos juntos mais uma vez, pela excelente orientação não apenas no âmbito acadêmico, e também por sua dedicação, inestimável amizade e preciosos conselhos.

Ao Prof. José Carlos Lopes Ribeiro, acadêmico brilhante e verdadeiro amigo, agradeço pelas valiosas contribuições neste trabalho, e por todo o tempo e conhecimento compartilhado ao longo de mais de cinco anos.

Ao Prof. José Luiz Rangel Paes, por sua retidão e incansável disposição em ajudar, por todas as contribuições na minha formação como engenheiro e no desenvolver deste trabalho.

Agradeço em especial à Carol e ao Leonardo (Tutor) pela troca de conhecimentos, por compartilharem os desafios de um trabalho numérico e pelos momentos de descontração ao som de Caetano Veloso. Agradeço ao Vitor Minhaneli pela amizade e ajuda essencial nas etapas finais da modelagem numérica.

Aos demais amigos do mestrado, Larice, Arlan, Eduardo, Elder, Priscilla, Elisa, Márcia, Edivaldo, Lorena, Roseli, Ciro, André, José Francisco, Ladir, Alba, Ricardo, Rayane e Felipe agradeço pelos momentos de descontração e incentivo.

Expresso também minha gratidão para com todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, pelas contribuições na jornada acadêmica.

À minha irmã Letícia, pela compreensão e companhia que me proporciona muita alegria e bons momentos.

Agradeço à minha namorada, Camila, companheira inseparável, por todo o amor, paciência, dedicação, amparo, compreensão, e ajuda nas coisas grandes e pequenas e nos momentos fáceis e difíceis.

Finalmente, agradeço ao CNPq pela concessão da bolsa de mestrado e à FAPEMIG pelo financiamento dos equipamentos de pesquisa. Sem essas contribuições não seria possível o desenvolvimento deste trabalho.

“Do, or do not. There is no try”.
(Yoda)

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	viii
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	xxiv
RESUMO	xxvii
ABSTRACT	xxviii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Justificativa e relevância do tema	4
1.4 Estrutura da dissertação.....	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 Generalidades sobre estruturas mistas.....	6
2.1.1 <i>Conceituação</i>	6
2.1.2 <i>Elementos estruturais mistos de aço e concreto</i>	6
2.2 Evolução histórica	7
2.3 Conexão ao cisalhamento.....	9
2.3.1 <i>Distinção entre conexão e interação</i>	11
2.3.2 <i>Caracterização do comportamento de um conector de cisalhamento</i>	12
2.3.3 <i>Distinção entre ductilidade e flexibilidade dos conectores de cisalhamento</i>	15
2.3.4 <i>Forças na interface entre o aço e o concreto</i>	17
2.4 Conectores de cisalhamento em chapa plana de aço.....	21
2.4.1 <i>O conector Perfobond</i>	21
2.4.2 <i>O conector Crestbond</i>	22
2.4.3 <i>Comportamento resistente de conectores em chapa plana de aço</i>	24
2.4.4 <i>Desenvolvimentos recentes com o conector Crestbond</i>	36
2.5 Aspectos relevantes da modelagem numérica	48
2.5.1 <i>Considerações iniciais</i>	48
2.5.2 <i>Comportamento elasto-plástico do aço</i>	49
2.5.3 <i>Comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial</i>	51

2.5.4	<i>Comportamento do concreto submetido à tração uniaxial</i>	56
2.5.5	<i>Comportamento do concreto submetido a carregamento biaxial</i>	58
2.5.6	<i>O modelo Concrete Damaged Plasticity</i>	62
3	MODELO NUMÉRICO DE VIGA MISTA COM CRESTBOND	70
3.1	Considerações iniciais	70
3.2	Geometria do Modelo.....	71
3.2.1	<i>Geometria das vigas mistas ensaiadas por Alves (2014)</i>	71
3.2.2	<i>Construção da geometria do modelo numérico</i>	74
3.3	Propriedades dos Materiais	78
3.3.1	<i>Ensaio de caracterização realizados por Alves (2014)</i>	78
3.3.2	<i>Modelos constitutivos adotados</i>	80
3.4	Malha de elementos finitos	90
3.4.1	<i>Tipo dos elementos utilizados</i>	90
3.4.2	<i>A geração de malha e partições no modelo</i>	91
3.4.3	<i>Estudo de refinamento de malha</i>	92
3.5	Condições de contorno e carregamento	95
3.5.1	<i>Interações entre as partes do modelo</i>	95
3.5.2	<i>Carregamento</i>	100
3.5.3	<i>Condições de apoio e de simetria</i>	101
3.6	Validação do modelo numérico	103
3.6.1	<i>Resultados experimentais obtidos por Alves (2014)</i>	103
3.6.2	<i>Relação força×deslocamento e comportamento geral observado</i>	105
3.6.3	<i>Deslizamento horizontal e uplift</i>	113
3.6.4	<i>Deformações</i>	119
3.6.5	<i>Considerações finais sobre o modelo numérico desenvolvido</i>	126
4	ESTUDO DE VARIAÇÃO DE PARÂMETROS	134
4.1	Considerações iniciais	134
4.2	Ferramenta de auxílio às análises realizadas.....	136
4.2.1	<i>Funcionamento geral da ferramenta desenvolvida</i>	136
4.2.2	<i>Auxílio na criação dos modelos numéricos</i>	137
4.2.3	<i>Auxílio na análise dos resultados numéricos</i>	138

4.2.4	<i>Modificações realizadas nas equações de predição de resistência do Crestbond</i>	138
4.3	Características dos modelos numéricos utilizados	143
4.3.1	<i>Geometria dos modelos</i>	143
4.3.2	<i>Propriedades dos materiais</i>	144
4.3.3	<i>Malha de elementos finitos, condições de contorno e de carregamento</i>	145
4.4	Estudo da influência da espessura do conector.....	146
4.4.1	<i>O estudo numérico desenvolvido</i>	146
4.4.2	<i>Resultados obtidos</i>	147
4.4.3	<i>Discussão</i>	149
4.5	Estudo da influência de conectores em paralelo.....	154
4.5.1	<i>O estudo numérico desenvolvido</i>	154
4.5.2	<i>Resultados obtidos</i>	156
4.5.3	<i>Discussão</i>	159
4.6	Estudo da influência da taxa de armadura e da resistência do concreto.....	165
4.6.1	<i>O estudo numérico desenvolvido</i>	165
4.6.2	<i>Resultados obtidos</i>	169
4.6.3	<i>Discussão</i>	173
4.7	Estudo da influência do tamanho da abertura e do comprimento da viga mista	181
4.7.1	<i>O estudo numérico desenvolvido</i>	181
4.7.2	<i>Resultados obtidos</i>	184
4.7.3	<i>Discussão</i>	186
4.8	Estudo da influência da excentricidade da conexão	192
4.8.1	<i>O estudo numérico desenvolvido</i>	192
4.8.2	<i>Resultados obtidos</i>	193
4.8.3	<i>Discussão</i>	195
5	CONCLUSÕES	200
5.1	Conclusões gerais	200
5.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	203
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	204
	APÊNDICE A - Planilha de cálculo de vigas mistas com Crestbond	210

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1. Propriedades do modelo constitutivo de concreto comprimido (FIB, 2011)	54
Tabela 3-1. Resultados de caracterização do aço da armadura (ALVES, 2014). ...	79
Tabela 3-2. Resultados de caracterização do aço do conector (ALVES, 2014).	79
Tabela 3-3. Resultados de caracterização do aço da viga (ALVES, 2014).....	80
Tabela 3-4. Resultados de caracterização do concreto (ALVES, 2014).	80
Tabela 3-5. Parâmetros plásticos do CDP.	83
Tabela 3-6. Parâmetros para determinação do modelo de Hordijk (1991).	88
Tabela 3-7. Modelos analisados no estudo de refinamento da malha.	93
Tabela 4-1. Perfis utilizados nos modelos numéricos do estudo paramétrico.	144
Tabela 4-2. Resumo das propriedades dos modelos do estudo da influência da espessura do conector.	147
Tabela 4-3. Resultados das resistências da viga e do conector (modelos com carregamento tipo C2P).....	149
Tabela 4-4. Resultados das resistências da viga e do conector (modelos com carregamento tipo CD).	149
Tabela 4-5. Resultados das resistências da viga e do conector para um deslocamento de 30,7 mm (modelos com carregamento tipo C2P).	153
Tabela 4-6. Resultados das resistências da viga e do conector para um deslocamento de 27,0 mm (modelos com carregamento tipo CD).	153
Tabela 4-7. Resumo das propriedades dos modelos do estudo da influência de conectores em paralelo.....	156
Tabela 4-8. Resultados das resistências da viga e do conector para o estudo da influência de conectores paralelos (espessura de chapa de 6,3 mm).	157

Tabela 4-9. Resultados das resistências da viga e do conector para o estudo da influência de conectores paralelos (espessura de chapa de 8,0 mm).	158
Tabela 4-10. Comparação das resistências dos conectores dos modelos com elementos em paralelo (espessura de chapa de 6,3 mm).....	164
Tabela 4-11. Comparação das resistências dos conectores dos modelos com elementos em paralelo (espessura de chapa de 8,0 mm).....	165
Tabela 4-12. Resumo das propriedades dos modelos do estudo da influência da armadura transversal e da resistência do concreto.	168
Tabela 4-13. Resultados das resistências da viga e do conector para o estudo da influência da armadura e resistência do concreto.....	169
Tabela 4-14. Resumo das propriedades dos modelos do estudo da influência do diâmetro de referência e do comprimento do conector.	184
Tabela 4-15. Resultados das resistências da viga e do conector para o estudo da influência do diâmetro de referência e do comprimento do conector... 	186
Tabela 4-16. Resumo das propriedades dos modelos do estudo da influência da excentricidade.....	193
Tabela 4-17. Resultados das resistências da viga e do conector para o estudo da influência da excentricidade.....	194
Tabela 4-18. Resultados das resistências da viga e do conector para um deslocamento de 21,2 mm.	197

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1. O conector <i>Crestbond</i>: contínuo e descontínuo (Veríssimo, 2007).	2
Figura 1-2. O conector <i>Perfobond</i> : contínuo e descontínuo (Veríssimo, 2007).	2
Figura 2-1. Diversos tipos de conectores de cisalhamento: (a) perfil U laminado; (b) stud bolt; (c) Perfobond corrugado; (d) tira ondulada; (e) perfil T; (f) X-HVB Hilti (Veríssimo, 2007).	10
Figura 2-2. Sistema de conexão com rebite com rosca interna e parafuso sextavado (OLIVEIRA, 2007).	11
Figura 2-3. Curvas força-deslizamento para push-outs com stud e Perfobond em laje maciça (Adaptado de VELDANDA e HOSAIN, 1992).	13
Figura 2-4. Esquema de um corpo de prova típico para ensaio <i>push-out</i> com conectores <i>stud</i> em laje maciça e curva força-deslizamento esquemática (Adaptado da EN 1994-1-1:2004).	14
Figura 2-5. Corpos de prova para ensaio <i>push-out</i> com conector <i>Crestbond</i> (VERÍSSIMO, 2007).	14
Figura 2-6. Características típicas dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) rígido e dúctil; (c) flexível e frágil; (d) flexível e dúctil (adaptado de BÄRTSCHI, 2005).	16
Figura 2-7. Distribuição de deformações, de tensões normais e de tensões de cisalhamento numa viga mista (CALADO e SANTOS, 2013).	18
Figura 2-8. Variação do fluxo de cisalhamento longitudinal ao longo do vão de uma viga biapoiada sujeita a carregamento uniformemente distribuído, considerando análise elástica linear (CALADO e SANTOS, 2013).	19
Figura 2-9. Variação do fluxo de cisalhamento longitudinal ao longo do vão de uma viga biapoiada sujeita a carregamento uniformemente distribuído, considerando análise não-linear (CALADO e SANTOS, 2013).	20
Figura 2-10. Soldagem de um conector Perfobond à mesa superior de um perfil metálico (OGUEJIOFOR, 1994).	22

Figura 2-11. Esquema de viga metálica com o conector Crestbond contínuo (ALVES, 2014).	23
Figura 2-12. Conector Crestbond descontínuo (VERÍSSIMO, 2007).	23
Figura 2-13. Efeito de pino: (a) esquema ilustrativo; (b) observação do efeito de pino no conector <i>Crestbond</i> (Veríssimo, 2007).	24
Figura 2-14. Estado do concreto no interior dos pinos virtuais (adaptado de KRAUS e WURZER, 1997).	25
Figura 2-15. Modelo de molas para explicar o escorregamento (KRAUS e WURZER, 1997).	26
Figura 2-16. Relação entre a resistência do conector e a resistência do concreto: (a) Kraus e Wurzer (1997); (b) Veríssimo (2007).	27
Figura 2-17. Relação entre a resistência do conector e a resistência do concreto (Adaptado de DUTRA, 2014).	28
Figura 2-18. Comparação de resistência do conector em função da resistência do concreto entre <i>studs</i> e Perfobond (LEONHARDT <i>et al.</i>, 1987).	28
Figura 2-19. Efeito da quantidade e do espaçamento entre aberturas na resistência do conector Perfobond (Adaptado de OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994).	29
Figura 2-20. Efeito da quantidade de aberturas na resistência do conector Crestbond (Adaptado de DUTRA, 2004).	30
Figura 2-21. Influência do tamanho das aberturas na ductilidade da conexão (Adaptado de KRAUS e WURZER, 1997).	30
Figura 2-22. Influência do tamanho das aberturas na resistência do conector (VERÍSSIMO, 2007).	31
Figura 2-23. Influência do tamanho das aberturas na resistência do conector por abertura (DUTRA, 2007).	31
Figura 2-24. Influência da armadura no comportamento da conexão: (a) efeito da armadura no comportamento força×deslizamento; (b) relação linear	

entre a taxa de armadura e a resistência da conexão (Adaptado de OGUÉJIOFOR e HOSAIN, 1994).....	32
Figura 2-25. Influência da armadura transversal na resistência do conector Crestbond (VERÍSSIMO, 2007).	33
Figura 2-26. Ruptura do concreto em função da espessura da chapa do conector (Adaptado de USHIJIMA <i>et al.</i>, 2007).	34
Figura 2-27. Influência da espessura da chapa na resistência do conector (DUTRA, 2014).	34
Figura 2-28. Excentricidade da força do efeito de pino (F_p) e da força frontal (F_f) nos ensaios experimentais de Oguejiofor (1994) e Veríssimo (2007), (VERÍSSIMO, 2007).	35
Figura 2-29. Influência da excentricidade na resistência do conector (DUTRA, 2014).	35
Figura 2-30. Realização de ensaios <i>push-out</i>: (a) corpo de prova após o ensaio; (b) estado dos conectores após o ensaio (VERÍSSIMO, 2007).	36
Figura 2-31. Modelos numéricos tridimensionais em elementos finitos do ensaio <i>push-out</i> com conectores <i>Crestbond</i> (SILVA, 2013).	39
Figura 2-32. Comparação do aspecto de deformação dos conectores ensaiados por Veríssimo (2007) com os modelos numéricos desenvolvidos por Silva (2013) (SILVA, 2013).	39
Figura 2-33. Comparação dos resultados estimados pelas equações de Dutra (2014) e Silva (2011) com os resultados experimentais de Veríssimo (2007) (DUTRA, 2014).	42
Figura 2-34. Esquema de realização do ensaio das vigas mistas com <i>Crestbond</i> (ALVES, 2014).	43
Figura 2-35. Ruptura de viga mista com <i>Crestbond</i> ensaiada à flexão: (a) vista longitudinal; (b) vista superior; (c) e (d) detalhes da falha no concreto (ALVES, 2014).	44

Figura 2-36. Modelo numérico de viga mista desenvolvido por Alves (2014) (ALVES, 2014).....	45
Figura 2-37. Curva carga×deslocamento do ensaio experimental e dos modelos numéricos (ALVES, 2014).....	45
Figura 2-38. Ensaio de cisalhamento direto em pilares mistos com crestbond: (a) esquema de ensaio; (b) corpo de prova prestes a ser ensaiado (AGUIAR, 2015).....	46
Figura 2-39. Modelos numéricos desenvolvidos no <i>software</i> ABAQUS de pilares mistos com conectores Crestbond (AGUIAR, 2015).....	46
Figura 2-40. (a) Perfis de vigas mistas em forma de seção π invertida, com conectores cortados diretamente na alma da seção; (b) <i>Puzzle-Shaped</i> <i>connector</i> (LORENC <i>et al.</i>, 2014.a).....	47
Figura 2-41. (a) Perfis metálicos com o conector <i>Puzzle-Shaped</i> para confecção de modelos <i>push-out</i>; (b) Corpo de prova de ensaio <i>push-out</i> (LORENC <i>et</i> <i>al.</i>, 2014.a).	47
Figura 2-42. Modelo numérico desenvolvido no <i>software</i> ABAQUS do ensaio de cisalhamento direto com o conector <i>Puzzle-Shaped</i> (LORENC <i>et al.</i>, 2014.b).	48
Figura 2-43. Comportamento tensão×deformação típico de aços laminados.....	50
Figura 2-44. Comportamento tensão×deformação de modelos constitutivos usuais para aço.....	50
Figura 2-45. Resultados de ensaios de tração uniaxial em corpos de prova de aço: (a) Aço S275; (b) Aço S355 (Adaptado de BYFIELD e DHANALAKSHMI, 2002)	51
Figura 2-46. (a) Comportamento tensão×deformação do concreto comprimido; (b) trecho inicial, que pode ser considerado linear elástico (FIB, 2011)	52
Figura 2-47. Diagrama parábola-retângulo do comportamento tensão×deformação do concreto comprimido (ABNT NBR6118:2014).	54

Figura 2-48. (a) comportamento tensão×deformação do concreto tracionado antes do pico; (b) comportamento tensão×abertura de fissuras do concreto tracionado após o pico (FIB, 2011).	56
Figura 2-49. Comparativo entre o modelo constitutivo proposto pelo Model Code 2010 (FIB, 2011) e o de Hordjik (1991), para um mesmo concreto.	58
Figura 2-50. Comportamento tensão×deformação do concreto submetido a compressão biaxial (KUPFER <i>et al.</i>, 1969 <i>apud</i> BONO, 2008).	59
Figura 2-51. Comportamento tensão×deformação do concreto submetido a um estado biaxial de tração e compressão (KUPFER <i>et al.</i>, 1969 <i>apud</i> BONO, 2008).	60
Figura 2-52. Comportamento tensão×deformação do concreto submetido a tração biaxial (KUPFER <i>et al.</i>, 1969 <i>apud</i> BONO, 2008).	61
Figura 2-53. Envoltória de ruptura para o concreto submetido a um estado biaxial de tensões (Adaptado de MALM, 2006).	61
Figura 2-54. Dano no concreto submetido a compressão uniaxial (SIMULIA, 2012a).	63
Figura 2-55. Dano no concreto submetido a tração uniaxial (SIMULIA, 2012a). ..	63
Figura 2-56. Superfície de plastificação do CDP para um estado plano de tensões (SIMULIA, 2012a).	64
Figura 2-57. Função do fluxo potencial plástico no plano meridional (Adaptado de MALM, 2006).	66
Figura 2-58. Variação, no plano octaédrico, da superfície de falha utilizada pelo CDP em função do parâmetro de forma K.	67
Figura 2-59. Estudo da influência do parâmetro de viscosidade no ensaio de compressão de um cubo de concreto.	68
Figura 3-1. Vista lateral da viga mista (geometria e aplicação de carga) e vista superior do perfil metálico (dimensões em mm) ensaiado por Alves (2014).	72

Figura 3-2. Detalhe da região de apoio e das relações dimensionais do conector CR40 (dimensões em mm).....	73
Figura 3-3. Geometria da seção transversal da viga mista (dimensões em mm). ...	73
Figura 3-4. Esquemas tridimensionais: (a) viga metálica reforçada com chapas e conector de cisalhamento CR40; (b) Detalhe da região de apoio (ALVES, 2014).	73
Figura 3-5. Armadura na seção transversal da viga mista (dimensões em mm) (ALVES, 2014).....	74
Figura 3-6. Planos de simetria do modelo de viga mista.	75
Figura 3-7. Região da viga que foi modelada, limitada pelos planos de simetria. .	75
Figura 3-8. Consideração do raio de concordância: (a) triângulo de área equivalente; (b) perfil IPE 200; (c) perfil utilizado neste trabalho.....	76
Figura 3-9. Modelo geométrico: viga montada.	77
Figura 3-10. Modelo geométrico: laje cortada.	77
Figura 3-11. Modelo geométrico: armadura montada.	78
Figura 3-12. Modelo geométrico completo.....	78
Figura 3-13. Comportamento do aço do perfil: resultado experimental e modelos idealizados.	81
Figura 3-14. Relação tensão×deformação adotada para o aço da armadura.....	82
Figura 3-15. Relação tensão×deformação adotada para o aço do conector.	82
Figura 3-16. Relação tensão×deformação adotada para o aço do perfil metálico. .	82
Figura 3-17. Idealização de uma relação tensão×deformação para o concreto comprimido.....	85
Figura 3-18. Relação tensão×deformação do concreto comprimido uniaxialmente dado pela Eq. (18).....	86
Figura 3-19. Influência da relação tensão×deformação do concreto no comportamento da viga mista.	87

Figura 3-20. Relação tensão×abertura de fissuras para o concreto tracionado uniaxialmente, utilizada na validação do modelo de viga mista.	88
Figura 3-21. Relação dano×deformação para o concreto comprimido, utilizada na validação do modelo de viga mista.	89
Figura 3-22. Relação dano×abertura de fissuras para o concreto tracionado, utilizada na validação do modelo de viga mista.	89
Figura 3-23. Tipos de elementos finitos utilizados no modelo validado: (a) elemento de viga B33; (b) elemento sólido C3D8; (c) elemento sólido C3D6 (SIMULIA, 2012b).	90
Figura 3-24. Partições no modelo e técnicas para geração de malha.	91
Figura 3-25. Malha de elementos finitos utilizada no modelo validado: (a) Detalhe da malha do conector; (b) Viga metálica e laje de concreto; (c) Detalhe do raio de concordância.....	92
Figura 3-26. Desenvolvimento de tensões em um dos modelos do estudo de refinamento da malha (destaque para os pontos onde se avaliou as tensões desenvolvidas; tensões em MPa).....	94
Figura 3-27. Resultados do estudo de refinamento da malha.	94
Figura 3-28. Interação tipo <i>embedded</i> entre a armadura e a laje: (a) perspectiva; (b) vista da seção transversal; (c) vista lateral.....	96
Figura 3-29. Regiões com interação do tipo <i>hard-contact</i> na viga metálica e conector: (a) perspectiva frontal da viga; (b) detalhe na face frontal do dente do conector; (c) perspectiva posterior da viga; (d) detalhe na face posterior do dente do conector.....	97
Figura 3-30. Regiões com interação do tipo <i>hard-contact</i> na laje de concreto: (a) perspectiva frontal; (b) perspectiva posterior; (c) detalhe na face posterior do dente de concreto.....	98
Figura 3-31. Regiões com interação do tipo <i>hard-contact</i> no modelo montado.....	98

Figura 3-32. Regiões com interação do tipo <i>tie</i> entre o conector Crestbond e a laje de concreto: (a) perspectiva da viga mista; (b) detalhe frontal do dente de conexão.	99
Figura 3-33. Regiões com interação do tipo <i>tie</i> conectando a chapa de carregamento e a laje de concreto: (a) perspectiva da viga mista; (b) detalhe do contato entre os componentes.	99
Figura 3-34. Região de aplicação dos deslocamentos impostos: (a) viga em perspectiva; (b) detalhe da chapa de carregamento.	100
Figura 3-35. Condição de apoio imposta ao modelo de viga mista desenvolvido.	101
Figura 3-36. Condição de simetria em relação ao plano <i>y-z</i>.	102
Figura 3-37. Condição de simetria em relação ao plano <i>x-y</i>.	103
Figura 3-38. Esquema estático do ensaio realizado por Alves (2014).	104
Figura 3-39. Disposição dos transdutores de deslocamento para determinação: (a) dos deslocamentos verticais; (b) do deslizamento horizontal e <i>uplift</i> (ALVES, 2014).	104
Figura 3-40. Disposição dos extensômetros na seção mista (ALVES, 2014).	104
Figura 3-41. Pontos de obtenção dos resultados para o traçado da curva força×deslocamento.	105
Figura 3-42. Relação força×deslocamento dos ensaios experimentais e do modelo numérico.	106
Figura 3-43. Ocorrência das primeiras fissurações no concreto: (a) e (b) comportamento observado no ensaio da viga <i>VM_Crest_1</i> (ALVES, 2014) (c) comportamento do modelo numérico.	107
Figura 3-44. Surgimento de uma fissura longitudinal na face superior da laje de concreto, no plano do conector: (a) <i>VM_Crest_1</i>; (b) <i>VM_Crest_2</i> (ALVES, 2014).	108
Figura 3-45. Surgimento de uma fissura longitudinal na face superior da laje de concreto, no plano do conector no modelo numérico desenvolvido.	108

Figura 3-46. Esmagamento do concreto comprimido na região entre pontos de aplicação de carga: (a) <i>VM_Crest_1</i>; (b) <i>VM_Crest_2</i> (ALVES, 2014).	109
Figura 3-47. Esmagamento do concreto comprimido na região entre pontos de aplicação de carga no modelo numérico desenvolvido.	109
Figura 3-48. Fissuração na face inferior da laje de concreto na ruptura: (a) vista inferior da <i>VM_Crest_1</i>; (b) modelo numérico desenvolvido.....	110
Figura 3-49. Regiões do perfil metálico e do conector (representadas na cor cinza) que apresentam deformação plástica na carga máxima.....	111
Figura 3-50. Distribuição das tensões de von Mises no perfil de aço e no conector na carga máxima.	111
Figura 3-51. Variação do fluxo de cisalhamento ao longo do comprimento da viga no modelo numérico desenvolvido.....	112
Figura 3-52. Pontos de obtenção dos resultados de deslizamento horizontal e <i>uplift</i>: (a) vista em perspectiva da viga mista deformada; (b) detalhe dos pontos na extremidade da laje e da viga (escala de deformação aumentada em 25 vezes).	114
Figura 3-53. Relação força×deslizamento horizontal dos ensaios experimentais e do modelo numérico.	115
Figura 3-54. Relação força×deslizamento horizontal dos ensaios experimentais e do modelo numérico (forças normalizadas em relação aos respectivos máximos).	116
Figura 3-55. Relação força×separação vertical dos ensaios experimentais e do modelo numérico.	117
Figura 3-56. Relação força×separação vertical dos ensaios experimentais e do modelo numérico (forças normalizadas em relação aos respectivos máximos).	118
Figura 3-57. Pontos de obtenção dos resultados de deformações: (a) vista em perspectiva da viga mista deformada; (b) detalhe do ponto superior da	

laje; (c) detalhe do ponto inferior da laje e do ponto superior da viga; e (d) detalhe do ponto inferior da viga.....	119
Figura 3-58. Relação força×deformação do ensaios experimental da <i>VM_Crest_1</i> e do modelo numérico.....	120
Figura 3-59. Relação força×deformação do ensaio experimental da <i>VM_Crest_1</i> e do modelo numérico (forças normalizadas em relação aos respectivos máximos).....	121
Figura 3-60. Relação força×deformação do ensaios experimental da <i>VM_Crest_2</i> e do modelo numérico.....	122
Figura 3-61. Relação força×deformação do ensaios experimental da <i>VM_Crest_2</i> e do modelo numérico (forças normalizadas em relação aos respectivos máximos).....	123
Figura 3-62. Perfil de deformações na seção transversal para a <i>VM_Crest_1</i>.	124
Figura 3-63. Perfil de deformações na seção transversal para a <i>VM_Crest_2</i>.	124
Figura 3-64. Perfil de deformações na seção transversal para o modelo numérico desenvolvido.....	124
Figura 3-65. Relação força×deslocamento vertical dos ensaios experimentais, do modelo numérico e do modelo analítico de cálculo apresentado pela ABNT NBR 8800:2008.....	127
Figura 3-66. Dimensões nominais da seção transversal do perfil IPE 200 e dimensões reais deste elemento em uma das vigas mistas ensaiadas por Alves (2014).....	129
Figura 3-67. Relação força×deslocamento vertical dos ensaios experimentais, do modelo numérico original e do modelo que considera as dimensões reais do perfil metálico.....	130
Figura 3-68. Modelo constitutivo para o aço com imperfeições.....	131
Figura 3-69. Relação força×deslocamento vertical dos ensaios experimentais, do modelo numérico original e do modelo que considera as dimensões reais do perfil metálico.....	132

Figura 4-1. Contribuição das parcelas relativas ao efeito de pino e à taxa de armadura na resistência do Crestbond estimada pela Eq. (22) e pela Eq. (23).	141
Figura 4-2. Relação força×deslocamento vertical dos ensaios experimentais e dos modelos numéricos original e com imperfeições geométricas no perfil metálico.	142
Figura 4-3. Dimensões de um perfil metálico I.	143
Figura 4-4. Modelo elasto-plástico com encruamento e representação da ruptura e limites considerados para os aços estruturais e da armadura (BYFIELD e DHANALAKSHMI, 2002; AGUIAR, 2015).	145
Figura 4-5. Área de aplicação do carregamento distribuído nos modelos <i>CD</i>: (a) perspectiva do modelo de viga mista; (b) detalhe da largura da área de aplicação de carga.	147
Figura 4-6. Resultados individuais dos modelos do estudo de influência da espessura do conector.	148
Figura 4-7. Regiões plastificadas do conector, no instante de carga máxima, para o modelo VM-tsc-12,5-C2P.	150
Figura 4-8. Regiões plastificadas do conector, no instante de carga máxima, para o modelo VM-tsc-12,5-CD.	151
Figura 4-9. Curvas força×deslocamento sobrepostas (modelos com carregamento C2P).	152
Figura 4-10. Curvas carregamento×deslocamento sobrepostas (modelos com carregamento CD).	152
Figura 4-11. Variação da resistência do conector Crestbond em função da variação da espessura de sua chapa.	153
Figura 4-12. (a) Utilização de conectores Crestbond em paralelo (VERÍSSIMO, 2007); (b) espaçamento entre conectores Crestbond em paralelo.	155
Figura 4-13. Resultados individuais dos modelos do estudo de influência de conectores em paralelo (espessura de chapa de 6,3 mm).	157

Figura 4-14. Resultados individuais dos modelos do estudo de influência de conectores em paralelo (espessura de chapa de 8,0 mm).....	158
Figura 4-15. Curvas força×deslocamento sobrepostas (modelos com chapa de 6,3 mm).....	160
Figura 4-16. Curvas carregamento×deslocamento sobrepostas (modelos com chapa de 8,0 mm).....	160
Figura 4-17. Variação da resistência do conector Crestbond em função da variação da espessura de sua chapa (modelos de conectores em paralelo).	161
Figura 4-18. Variação da resistência do conector Crestbond em função do espaçamento entre conectores paralelos.	162
Figura 4-19. Variação da resistência do conector Crestbond em função do espaçamento entre conectores paralelos (DUTRA, 2014).	163
Figura 4-20. Distribuições de armadura transversal nas aberturas do conector Crestbond.....	167
Figura 4-21. Áreas de concreto para cálculo da taxa de armadura transversal. ..	168
Figura 4-22. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência da armadura transversal e da resistência do concreto ($f_c = 25$ MPa).....	170
Figura 4-23. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência da armadura transversal e da resistência do concreto ($f_c = 38$ MPa).....	171
Figura 4-24. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência da armadura transversal e da resistência do concreto ($f_c = 50$ MPa).....	172
Figura 4-25. Curvas força×deslocamento sobrepostas ($f_c = 25$ MPa).	175
Figura 4-26. Curvas força×deslocamento sobrepostas ($f_c = 38$ MPa).	175
Figura 4-27. Curvas força×deslocamento sobrepostas ($f_c = 50$ MPa).	175
Figura 4-28. Variação da resistência do conector Crestbond em função da variação da taxa de armadura transversal.....	176

Figura 4-29. Variação da resistência do conector Crestbond em função da variação conjunta da taxa de armadura transversal e de sua distribuição ao longo da viga.	178
Figura 4-30. Curvas força×deslocamento sobrepostas para os modelos com as mesmas configurações de armadura transversal.	179
Figura 4-31. Variação da resistência do conector Crestbond em função da resistência do concreto (modelos sem armadura e com uma barra a cada duas aberturas).	180
Figura 4-32. Variação da resistência do conector Crestbond em função da resistência do concreto (modelos com uma e duas barras por abertura).	180
Figura 4-33. Variação da altura do conector com os diâmetros de referência para garantir a não influência dos efeitos da excentricidade.	183
Figura 4-34. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência do diâmetro de referência e do comprimento da viga (L = 3000 mm).	184
Figura 4-35. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência do diâmetro de referência e do comprimento da viga (L = 6000 mm e L = 9000 mm).	185
Figura 4-36. Curvas força×deslocamento sobrepostas para os modelos do estudo da influência do diâmetro de referência e do comprimento da viga.	187
Figura 4-37. Resistência do conector Crestbond em função do diâmetro de referência.	188
Figura 4-38. Resistência por unidade de comprimento do conector Crestbond em função do diâmetro de referência.	188
Figura 4-39. Resistência do conector Crestbond em função do seu comprimento.	190
Figura 4-40. Resistência do conector Crestbond em função do número de aberturas do conector.	191

Figura 4-41. Resistência do conector Crestbond por abertura em função do diâmetro de referência.....	191
Figura 4-42. Altura da força do conector e excentricidade.....	193
Figura 4-43. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência da excentricidade.....	194
Figura 4-44. Curvas força×deslocamento sobrepostas para o estudo da excentricidade.....	196
Figura 4-45. Resistência do conector Crestbond em função da excentricidade. ...	197
Figura A-1. Planilha auxiliar seção 1 –Informações gerais.....	212
Figura A-2. Planilha auxiliar seção 2 – Resistência do Crestbond.....	213
Figura A-3. Planilha auxiliar seção 3 – Verificação da viga mista e estimativa da resistência do conector a partir da simulação numérica.....	214

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras Romanas maiúsculas

P_{Rk}	Força característica obtida dos ensaios <i>push-out</i> (90% da capacidade última)
N_c	Força normal de compressão no concreto
D	Diâmetro de referência das aberturas trapezoidais do Crestbond
B	Comprimento da base maior das aberturas trapezoidais do Crestbond
V	Força cortante
S	Momento estático de área
I	Momento de inércia
H	Altura total do conector Crestbond
L	Comprimento do Crestbond contínuo ou da viga mista
K	Fator de forma do CDP
K_S	Mola que representa as deformações sofridas pelo aço do conector
K_A	Mola que representa as deformações sofridas pelo esmagamento do concreto na Zona A
K_B	Mola que representa as deformações sofridas pela compressão do concreto na Zona B
K_C	Mola que representa as deformações transversais provocadas pela fissuração do concreto
R^2	Coefficiente de determinação
Q	Resistência última do conector
A_{cc}	Área de concreto da laje sujeita ao cisalhamento
A_{c1}	Área total de concreto no plano longitudinal da laje
A_{c2}	Área real de concreto no plano médio do conector
A_{c3}	Área da capa de concreto sobre o conector
A_{tr}	Área total de armadura transversal
A_{RC}	Área da região do raio de concordância entre as mesas e a alma de perfis laminados
A_T	Área do triângulo equivalente ao raio de concordância
R	Raio de concordância
L_T	Comprimento dos catetos do triângulo equivalente ao raio de concordância
E_{ci}	Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_c	Módulo de elasticidade do aço na região de encruamento
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto a 50% da tensão máxima
E_{c1}	Módulo de elasticidade do concreto secante na resistência máxima
G_F	Energia de fratura do concreto
F_F	Componente da força resistente associada à resistência frontal da chapa do conector
F_P	Componente da força resistente associada ao efeito de pino
F_{CC}	Componente da força resistente associada ao cisalhamento do concreto da laje
D_c	Variável de dano para o concreto comprimido
G	Função de fluxo plástico
D_t	Variável de dano para o concreto tracionado

Letras Romanas minúsculas

q	Fluxo de cisalhamento longitudinal
q_{el}	Resistência do conector elástico

q_{sc}	Resistência do conector metálico isolado
b	Comprimento da base menor das aberturas trapezoidais do Crestbond
c	Altura da base do Crestbond
h	Altura da abertura trapezoidal do Crestbond
e	Comprimento de uma abertura ou de uma crista do Crestbond
f_c	Resistência do concreto à compressão
f_{cm}	Resistência média do concreto à compressão
f_{ctm}	Resistência média do concreto à tração
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_y	Resistência do aço ao escoamento
f_u	Resistência de ruptura do aço
h_{sc}	Altura do conector
s	Espaçamento entre conectores paralelos
t_{PL}	Espessura da pré-laje de concreto pré-moldado
t_c	Espessura da laje de concreto
t_{sc}	Espessura do conector
n	Número de pinos de concreto por conector
w	Abertura de fissuras no concreto
w_c	Valor característico da abertura de fissuras
n_{Barras}	Número de barras por abertura do conector
b_{ef}	Largura efetiva da laje de concreto
h_F	Altura da força do conector
d_{exc}	Excentricidade da força dos pinos em relação ao plano médio da laje

Letras Gregas minúsculas

δ_u	Deslizamento medido para a força característica no ensaio <i>push-out</i>
δ_{uk}	Deslizamento característico dos ensaios <i>push-out</i>
γ	Fator de modificação da resistência elástica
γ_{par}	Fator que considera o efeito de conectores em paralelo
γ_{ap}	Fator que considera o efeito da armadura transversal
γ_{ab}	Fator que considera o decaimento do efeito de pino com o comprimento
γ_{sc}	Fator que considera o efeito do limite elástico do conector
γ_{exc}	Fator que considera o efeito da excentricidade
σ	Tensões normais
σ_c	Tensão de compressão no concreto
σ_{ct}	Tensão de tração no concreto
σ_{c0}	Tensão de compressão uniaxial correspondente ao início de plastificação no concreto
σ_{t0}	Tensão de tração uniaxial correspondente à falha do concreto por fissuração
σ_{ct}	Tensão de compressão biaxial correspondente ao início da plastificação
$\sigma_{c,ult}$	Tensão resistente residual do concreto
σ_1, σ_2	Tensões principais para um estado plano de tensões
τ	Tensões cisalhantes
ε	Deformações
ρ	Taxa de armadura transversal
ψ	Ângulo de dilatação
γ_c	Massa específica do concreto
ε_{sh}	Deformação do aço no final do patamar de escoamento e início do encruamento
ε_y	Deformação do aço no início do escoamento
ε_u	Deformação do aço na ruptura

ε_{c1}	Deformação do concreto comprimido correspondente ao pico de resistência
$\varepsilon_{c,lim}$	Deformação limite do concreto comprimido
ε_c	Deformação de compressão do concreto
ε_{ct}	Deformação de tração do concreto
ε_{c2}	Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico
ε_{cu}	Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
$\varepsilon_{c,null}$	Deformação na qual o concreto atingiria resistência nula caso não houvesse resistência residual
μ	Parâmetro de viscosidade
ν	Coefficiente de Poisson

Outros Símbolos

ϵ	Excentricidade (parâmetro do CDP)
\varnothing_s	Diâmetro das barras de armadura transversal

Abreviaturas

AASHO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ECCS	<i>European Convention for Constructional Steelwork</i>
CEN	Comitê Europeu de Normalização
MEF	Método dos Elementos Finitos
CDP	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
LNE	Linha Neutra Elástica
LNP	Linha Neutra Plástica
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas

RESUMO

PETRAUSKI, Mateus Couri, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2016. **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores CRESTBOND.** Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo. Coorientadores: José Carlos Lopes Ribeiro e José Luiz Rangel Paes.

Nos últimos anos vários conectores de cisalhamento em chapa contínua vêm sendo estudados, notadamente aqueles em que o mecanismo resistente é baseado no efeito de pino (cisalhamento duplo do concreto que preenche as aberturas no conector). Um desses conectores é o Crestbond, desenvolvido por pesquisadores da UFV e da UFMG. Neste trabalho apresenta-se uma simulação numérica de vigas mistas de aço e concreto com conector Crestbond com modelos de elementos finitos. O comportamento estrutural do Crestbond é influenciado por diversos parâmetros, tendo sido avaliado inicialmente por meio de ensaios tipo *push-out*. Com o presente trabalho se avança no estudo do comportamento mecânico desse conector em vigas mistas. Diversas configurações de vigas mistas com Crestbond foram simuladas numericamente, estudando-se as influências da espessura do conector, da taxa de armadura na laje, da resistência do concreto e do tamanho das aberturas do conector. Os modelos foram validados com resultados experimentais. Os resultados obtidos permitiram compreender como algumas características do conector influenciam na sua capacidade resistente e no comportamento das vigas mistas. Além disso, os resultados possibilitaram a validação de modelos semi-empíricos capazes de prever a capacidade resistente do conector para configurações físico-geométricas diversas.

ABSTRACT

PETRAUSKI, Mateus Couri, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, August, 2016. **Numerical simulation of the behavior of steel-concrete composite beams with CRESTBOND connectors.** Adviser: Gustavo de Souza Veríssimo. Co-advisers: José Carlos Lopes Ribeiro and José Luiz Rangel Paes.

Over the past years several shear connectors in continuous plates have been studied, especially those in which the resistant mechanism is based on the dowel effect (double shear of the concrete that fills the connector's openings). One of these connectors is Crestbond, developed by researchers from UFV and UFMG. In this work, a numerical simulation of composite beams of steel and concrete with Crestbond using finite elements models is presented. The structural behavior of Crestbond is affected by several parameters and was first evaluated through push-out tests. Advances in the study of the connector's mechanical behavior in composite beams were achieved in this work. Many configurations of composite beams with Crestbond were simulated numerically, studying the influences of the connector's thickness, the slab's reinforcement ratio, the concrete's resistance and the size of the connector's openings. The models were validated with experimental results. The obtained results allowed the understanding of how some characteristics of the connector affect its resistant capacity and its behavior in composite beams. Furthermore the results enabled the validation of semi-empirical models capable of predicting the connector's resistance capacity for various physical-geometrical configurations.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Os sistemas estruturais mistos de aço e concreto têm se tornado cada vez mais comuns nas construções em aço, devido a uma série de vantagens que proporcionam. Quase sempre, as vantagens decorrem do fato de, nos sistemas mistos, o aço trabalhar essencialmente à tração e o concreto à compressão, situação ideal para cada um dos materiais envolvidos.

Um componente essencial de um sistema misto de aço e concreto é o conector de cisalhamento, geralmente um elemento metálico responsável por transmitir os esforços de um material para o outro.

Nos últimos anos vários conectores de cisalhamento em chapa contínua vêm sendo estudados, notadamente aqueles em que o mecanismo resistente é baseado no efeito de pino (cisalhamento duplo do concreto que preenche aberturas no conector). Um desses conectores, denominado Crestbond, foi desenvolvido por pesquisadores da UFV e da UFMG com o objetivo de se criar uma solução adequada para sistemas de piso mistos de aço e concreto, nos quais lajes pré-fabricadas são posicionadas sobre os perfis metálicos, deixando pouco espaço livre para a colocação de outros tipos de conectores usuais (Figura 1-1).

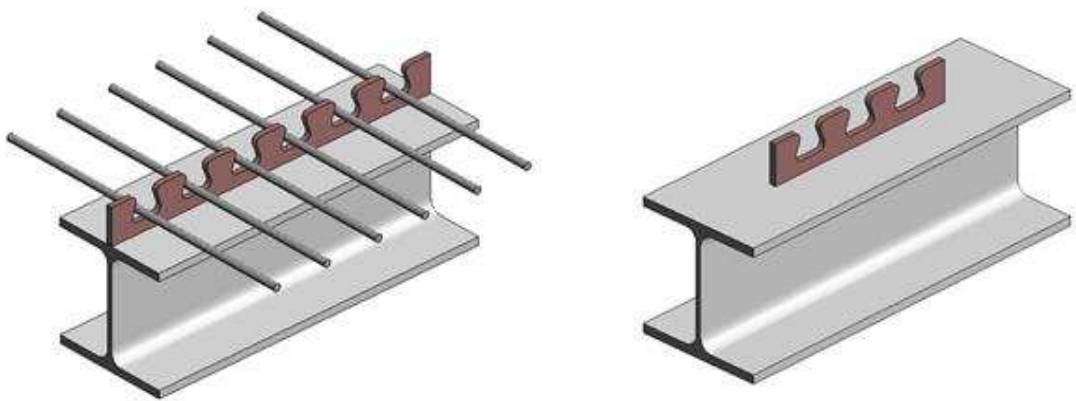


Figura 1-1. O conector *Crestbond*: contínuo e descontínuo (Veríssimo, 2007).

Um dos primeiros conectores de cisalhamento baseado em efeito de pino foi o Perfobond, criado em 1987 pela empresa alemã LAP (Leonhardt, Andrä & Partners). O Perfobond consiste de uma chapa de aço com furos circulares que é soldada à mesa superior das vigas (Figura 1-2). Este conector apresenta um comportamento estrutural que o faz ser classificado como um conector rígido, segundo o critério do Eurocódigo 4.

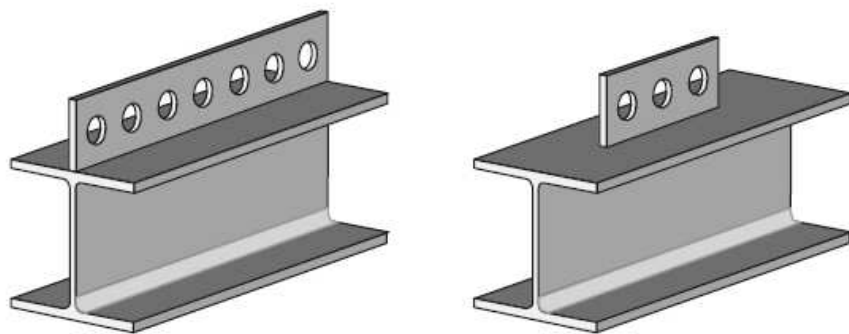


Figura 1-2. O conector *Perfobond* : contínuo e descontínuo (Veríssimo, 2007).

Para sistemas de piso mistos de edifícios, é ideal se dispor de um conector de cisalhamento flexível ou um conector que apresente comportamento rígido para cargas de serviço e dúctil em estado limite último. O Crestbond foi desenvolvido com esse objetivo, de modo que a conexão se mantenha íntegra sob cargas de serviço, mesmo que cíclicas, e apresente elevada resistência ao cisalhamento com pequenos deslizamentos quando submetido a carregamento último, garantindo um colapso dúctil do elemento estrutural.

O comportamento estrutural do Crestbond é influenciado por diversos parâmetros e vem sendo investigado há algum tempo. A princípio, foram conduzidos vários programas experimentais para o estudo do comportamento força×deslizamento do conector por meio

de ensaios de cisalhamento direto (tipo *push-out*). A partir das relações força×deslizamento obtidas nesses ensaios, alguns estudos teóricos e numéricos vêm sendo desenvolvidos, tanto para conhecer de forma mais profunda o comportamento mecânico do conector como para elaborar modelos capazes de prever sua capacidade resistente para diversas configurações físico-geométricas. Entretanto, para avançar com o uso desse conector é necessário avaliar o comportamento mecânico de vigas mistas com a utilização do Crestbond.

Tendo em vista o exposto, a motivação para o desenvolvimento deste trabalho foi contribuir para o aprofundamento do conhecimento sobre o conector Crestbond, com o desenvolvimento de modelos numéricos capazes de simular seu comportamento estrutural em vigas mistas de aço e concreto, e a utilização desses modelos para a realização de experimentos numéricos que permitam verificar as influências de algumas variáveis no comportamento do conector.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho foi avaliar o comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto com conectores Crestbond por meio de modelos numéricos de elementos finitos.

Os objetivos específicos foram:

- desenvolver uma metodologia de modelagem numérica de vigas mistas com conectores Crestbond;
- aprimorar formas de representação numérica do comportamento do concreto, da armadura e das interações de contato entre o concreto da laje e o aço do conector;
- avaliar a influência da variação de algumas características do conector Crestbond sobre o comportamento de vigas mistas;
- comparar os resultados obtidos com modelos analíticos, que consideram a resistência do conector Crestbond, com resultados da simulação numérica de vigas mistas.

1.3 Justificativa e relevância do tema

O comportamento estrutural de um conector de cisalhamento é estudado experimentalmente por meio de ensaios de cisalhamento direto (tipo *push-out* ou *pull-out*), e de ensaios de flexão em vigas. Dos ensaios de cisalhamento direto, obtém-se a curva força-deslizamento que caracteriza o comportamento do conector, que pode ser utilizada como o modelo constitutivo do conector em simulações numéricas. Nos ensaios de flexão, consegue-se investigar o comportamento do conector com proporções geométricas e configuração de esforços típicas de vigas mistas, que são os elementos estruturais de aplicação mais frequente em estruturas reais.

O comportamento do Crestbond foi estudado inicialmente por meio de ensaios *push-out* e posteriormente por meio de simulação numérica desses ensaios de cisalhamento. Mais recentemente, tem-se avançado com alguns modelos experimentais de vigas mistas. Outros autores já obtiveram bons resultados para a simulação numérica dos ensaios *push-out*. Todavia, as primeiras simulações numéricas do Crestbond em vigas mistas apresentaram problemas que ainda não foram resolvidos.

Este trabalho visa contribuir para o aprimoramento da modelagem numérica do comportamento do Crestbond em vigas mistas, notadamente por meio da representação do comportamento do concreto, da armadura e da interação de contato entre o concreto da laje e o conector. Além disso, procura-se compreender melhor a influência da variação de algumas características geométricas e mecânicas deste conector sobre o seu comportamento mecânico.

1.4 Estrutura da dissertação

Para a devida apresentação do trabalho desenvolvido, este documento foi dividido em cinco capítulos. Em cada um estão agrupadas as informações relacionadas a uma etapa dos estudos realizados.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre aspectos importantes relacionados ao tema em estudo. Inicialmente, é realizada uma contextualização acerca das estruturas mistas de aço e concreto e é apresentado um breve histórico de seu desenvolvimento e utilização. Em sequência, aborda-se o tema da conexão ao cisalhamento e os conceitos necessários para caracterização do comportamento dos

elementos de ligação. Apresentam-se os conectores em chapa plana de aço, com destaque ao Crestbond, são descritos os principais aspectos que governam seu comportamento mecânico e são relatados alguns desenvolvimentos recentes realizados por outros autores. Finalmente, são tratados alguns pontos relevantes do processo de modelagem numérica em elementos finitos de estruturas mistas de aço e concreto, com foco em aspectos da utilização do *software* ABAQUS.

No Capítulo 3 é apresentado o modelo numérico de viga mista com conector Crestbond desenvolvido neste trabalho. Descreve-se a metodologia de modelagem adotada, abordando-se a geometria do modelo, as propriedades dos materiais, aspectos da malha de elementos finitos e as condições de contorno consideradas. No final do capítulo, é apresentada a validação do modelo com base em resultados experimentais disponíveis na literatura.

No Capítulo 4 apresenta-se o estudo de variação de parâmetros realizado. Inicialmente são feitas algumas considerações sobre equações de predição da resistência do conector Crestbond. Apresenta-se uma ferramenta computacional que foi desenvolvida para o auxílio da criação dos modelos numéricos utilizados neste estudo e para o tratamento de seus resultados. Em sequência são descritas as investigações realizadas a respeito de cada parâmetro considerado, apresentando-se as características dos modelos numéricos e os resultados de suas análises. Para cada caso, a discussão é realizada com foco nos efeitos observados no comportamento da conexão e na relação entre os resultados obtidos numericamente e os estimados com base em equações de outros autores.

Finalmente, no Capítulo 5 são apresentadas as conclusões acerca da metodologia desenvolvida para a modelagem de vigas mistas com conectores Crestbond e dos resultados do estudo de variação de parâmetros. Além disso, são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Generalidades sobre estruturas mistas

2.1.1 Conceituação

Um sistema ou elemento estrutural é classificado como misto quando as seções resistentes possuem dois ou mais materiais ligados entre si, trabalhando solidariamente. Geralmente, os elementos mistos apresentam comportamento estrutural superior ao de um elemento equivalente constituído de um único material.

Para que haja comportamento misto, é necessário que exista algum tipo de ligação entre os materiais constituintes do elemento estrutural misto. Esta ligação pode ser discreta ou contínua.

2.1.2 Elementos estruturais mistos de aço e concreto

No contexto da construção civil convencional, são comuns os elementos mistos de aço e concreto. Apesar de diferentes, esses dois materiais são compatíveis e possuem características complementares, cabendo ressaltar que:

- o concreto apresenta bom desempenho à compressão e o aço à tração;
- o aço confere ductilidade às estruturas, devido à sua alta capacidade de se deformar sob esforço antes de se romper;

- o concreto restringe deslocamentos indesejáveis dos elementos de aço, ajudando a evitar fenômenos de instabilidade;
- os dois materiais possuem coeficiente de dilatação térmica linear semelhante, de modo que, sob uma variação de temperatura deformam-se praticamente na mesma proporção;
- dependendo da tipologia da peça, o concreto pode proteger o aço contra altas temperaturas, no caso de incêndio, e contra corrosão.

A ideia de construir elementos mistos surge naturalmente a partir do conhecimento do comportamento e das características de cada material em particular, motivada pela possibilidade de racionalizar sua utilização, explorando o potencial de cada material na condição em que apresenta melhor desempenho.

A solidarização entre os dois materiais pode se dar ou por aderência mecânica, ou por aderência química ou, como é mais comum, por meio de peças metálicas denominadas conectores de cisalhamento, geralmente soldadas ao perfil de aço.

As estruturas mistas possibilitam uma diversidade de soluções estruturais e de métodos construtivos:

- a seção de concreto pode ser moldada no canteiro de obras ou pré-fabricada;
- o concreto pode ser de densidade normal ou de densidade reduzida (concreto leve) e pode estar ligado ao aço de modo rígido ou flexível;
- o elemento de aço pode ser constituído por todo o tipo de perfis: perfis laminados, perfis soldados, perfis de chapa dobrada a frio, perfis tubulares, etc.;
- a construção pode ser executada com ou sem escoramento (neste último caso, os elementos de aço são responsáveis por resistir às solicitações iniciais, até o aumento de resistência do concreto).

2.2 Evolução histórica

Embora existam registros sobre o uso de materiais estruturais compostos em civilizações antigas, como a assíria, a grega e a romana (CALADO e SANTOS, 2013), os sistemas estruturais mistos, tal como concebidos atualmente, começaram a surgir no século XIX (VIEST, 1960). Calado e Santos (2013) comentam que Howe, em 1840, e Thomas e

Pratt, em 1844, registraram patentes para a construção de treliças de madeira e ferro forjado e que em algumas regiões da Inglaterra ainda se encontram pontes construídas com esta tecnologia. Ainda no século XIX, com o surgimento do cimento Portland, elementos estruturais de ferro forjado passaram a ser envolvidos com concreto visando proteção contra fogo.

As pesquisas sobre as vigas mistas de aço e concreto se intensificaram no início do século XX. Em 1923, a Dominion Bridge Company, do Canadá, estudou o comportamento de vigas de aço envolvidas com concreto. Aproximadamente na mesma época, o National Physical Laboratory, no Reino Unido, também realizou estudos experimentais com vigas mistas. Nethercot (2003) menciona uma patente de um tipo de viga mista de aço e concreto registrada por Kahn, nos Estados Unidos, em 1926. Neste mesmo ano, Caughey publicou resultados de uma pesquisa sobre vigas mistas de aço e concreto nos *Proceedings of the Engineering Society*.

Nas primeiras investigações sobre o comportamento das vigas mistas de aço e concreto, ficou evidente que a limitação do deslizamento relativo entre os dois materiais ocasionava um ganho de rigidez para a viga. Entretanto, somente em 1929 foi publicado um artigo sobre o dimensionamento de vigas de aço e lajes de concreto, enfatizando a necessidade de conectores de cisalhamento para ligarem os dois materiais e resistirem ao cisalhamento longitudinal. Este mesmo artigo apresenta uma discussão sobre a influência do escoramento na resistência e na deformação das vigas (CAUGHEY e SCOTT, 1929, *apud* CALADO e SANTOS, 2013)¹.

Calado e Santos (2013) comentam que nos anos 30 as estruturas mistas de aço e concreto já eram conhecidas em grande parte do mundo e que naquela década, na Suíça, começaram a empregar conectores de cisalhamento constituídos de vergalhões dobrados em espiral. É dessa época também um trabalho australiano, de Knight (1933), sobre pontes mistas, que abordava o dimensionamento dos conectores e métodos construtivos.

¹ CAUGHEY, R.A. & SCOTT, W.B. (1929). A practical method for the design of I beams haunched in concrete. *The Structural Engineer*, 7(8) 275-93.

Em 1944, nos Estados Unidos, a *American Association of State Highway Officials* (AASHO) publicou a primeira regulamentação para o projeto de vigas mistas de aço e concreto para pontes. Posteriormente, em 1952, o *American Institute of Steel Construction* (AISC) publicou uma regulamentação para vigas mistas de edifícios.

Nas décadas de 50 e 60 seguiram-se diversos estudos sobre as estruturas mistas de aço e concreto, mas questões importantes como a separação transversal entre o perfil de aço e o concreto, o comportamento dos diferentes tipos de conectores, o atrito entre o aço e o concreto, as vibrações, a torção de vigas mistas e a capacidade última das seções permanecem como objeto de estudo (CALADO e SANTOS, 2013).

A partir da década de 80, observa-se um crescimento do interesse pelos sistemas mistos de aço e concreto, com a produção de algumas obras de referência importantes (CALZON E HERRERA, 1978; YAM, 1980; JOHNSON E ANDERSON, 1993; JOHNSON, 1994; OEHLERS E BRADFORD, 1995; MULLET, 1998; QUEIROZ *et al.*, 2001). Na Europa, a *Convenção Europeia da Construção Metálica* (CECM/ECCS) e o *Comitê Europeu de Normalização* (CEN) tem exercido uma atuação importante na promoção de estudos técnico-científicos e na produção de regulamentação para projeto e dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto. Como resultado dessa atuação, destaca-se o Eurocódigo 4 (EN 1994-1-1), a norma para projeto de estruturas mistas de aço e concreto que vigora hoje na União Europeia.

2.3 Conexão ao cisalhamento

Um dos problemas mais importantes que se apresenta no estudo dos elementos estruturais mistos é a conexão ao cisalhamento entre o aço e o concreto. O estudo separado de cada um dos materiais não fornece informações suficientes para resolver o problema básico de ligar o aço estrutural ao concreto.

O meio ou maneira utilizado para garantir o trabalho solidário entre o aço estrutural e o concreto é denominado de conexão ao cisalhamento. O comportamento misto só é possível se a conexão ao cisalhamento for capaz de garantir resistência suficiente na interface entre os dois materiais ao longo de sua extensão, não apenas transferindo os esforços longitudinais que surgem de um material para o outro mas também evitando a separação transversal dos dois materiais. A expressão “conexão ao cisalhamento” tem sua

origem no fato de que o esforço predominante na interface entre o aço e o concreto é o de cisalhamento. A região da conexão de cisalhamento apresenta distribuições de tensões severas e complexas (CALADO e SANTOS, 2013).

A conexão entre o aço e o concreto pode ser propiciada por elementos metálicos especiais ou por saliências e reentrâncias criadas na peça de aço. No caso de lajes mistas, esta conexão é obtida por meio de mossas estampadas na fôrma de aço. No caso de vigas mistas, pode-se viabilizar a conexão por meio de conformações da chapa do perfil que entra em contato com o concreto ou por meio de conectores metálicos soldados ou cravados no perfil de aço, denominados conectores de cisalhamento (Figura 2-1 e Figura 2-2).

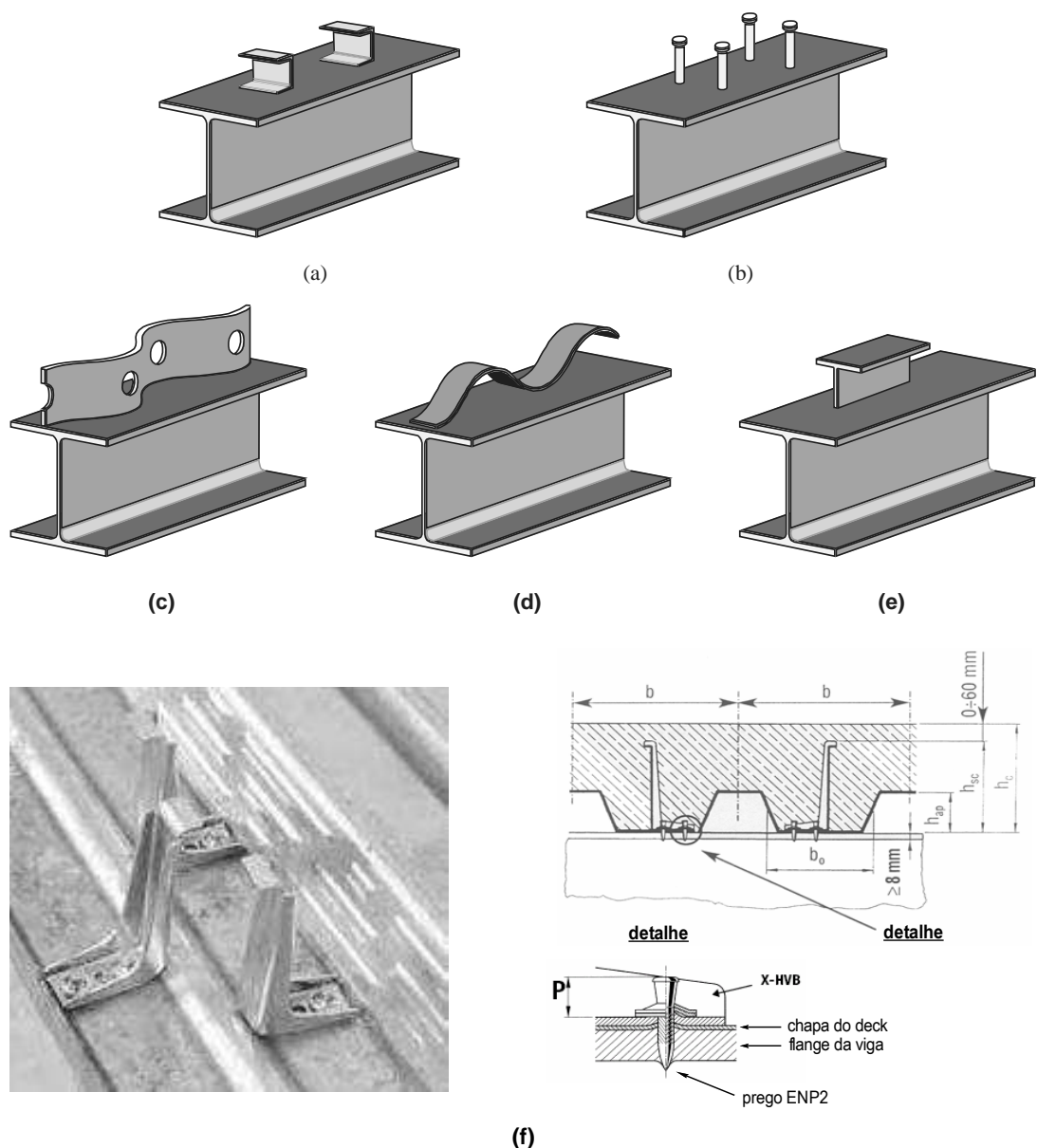


Figura 2-1. Diversos tipos de conectores de cisalhamento: (a) perfil U laminado; (b) stud bolt; (c) Perfobond corrugado; (d) tira ondulada; (e) perfil T; (f) X-HVB Hilti (Verissimo, 2007).



Figura 2-2. Sistema de conexão com rebite com rosca interna e parafuso sextavado (OLIVEIRA, 2007).

2.3.1 Distinção entre conexão e interação

De acordo com Calado e Santos (2013), o conceito de conexão total ou parcial está diretamente relacionado com a força possível de ser transmitida através da interface entre o aço e o concreto e, portanto, com a capacidade da conexão. O conceito de interação total ou parcial está relacionado com o escorregamento que pode ocorrer entre o aço e o concreto e, conseqüentemente, com a rigidez e ductilidade da conexão.

O grau de conexão depende basicamente da resistência dos conectores de cisalhamento (ou de outro meio de conexão qualquer – mossas, adesivo, etc.). Diz-se que há conexão total quando o aumento da quantidade de conexão não aumenta a resistência do elemento estrutural. Ou seja, a capacidade da conexão é igual ou superior à capacidade da seção de aço ou da seção de concreto e, portanto, não é a conexão que governa a falha do sistema.

O grau de interação depende da quantidade, da rigidez, da ductilidade e do posicionamento do meio de conexão na interface entre o aço e o concreto. Diz-se que há interação total quando os deslocamentos relativos entre o aço e o concreto são tão pequenos que podem ser desprezados. A rigor, os deslocamentos relativos nunca são nulos, pois, na realidade, para que a capacidade da conexão seja mobilizada é necessário que ocorra algum deslizamento na interface aço-concreto, o que em geral se dá para baixos valores de carga. Só se obteria escorregamento nulo entre o aço estrutural e o

concreto se a conexão entre eles fosse infinitamente rígida, o que é praticamente impossível.

Em situações em que existem conexão e interação parciais, seus valores são semelhantes. Um dado grau de conexão tem, em geral, um valor próximo do grau de interação para um determinado elemento.

A distribuição de deformação transversal numa seção transversal de uma viga mista só é contínua no caso de interação total, em que não existe escorregamento entre o aço e o concreto. Havendo interação parcial, ocorre uma descontinuidade na distribuição das deformações, devido ao deslizamento relativo entre o aço e o concreto.

Como é de se supor, conexão nula implica em interação nula, e vice-versa. A ausência de meio de conexão implica em resistência nula e escorregamento máximo. Por outro lado, uma conexão total não implica necessariamente em interação total. Desta forma, mesmo quando se tem conexão total, pode-se ainda reduzir o deslizamento relativo entre o aço e o concreto aumentando a quantidade de conexão ao cisalhamento (CALADO e SANTOS, 2013).

Apesar de os conceitos de “grau de conexão” e “grau de interação” se interrelacionarem, representam fenômenos distintos. No entanto, normas dos países das américas do norte e do sul, inclusive a norma brasileira, os tratam de forma unificada, referindo-se apenas a “grau de interação”.

2.3.2 Caracterização do comportamento de um conector de cisalhamento

A descrição analítica do comportamento dos conectores de cisalhamento é complexa, devido à interação entre o concreto e o conector. Por essa razão é usual descrever seu comportamento a partir de resultados de ensaios.

Para caracterização do comportamento de um conector de cisalhamento, dois aspectos são especialmente observados: a capacidade resistente e a ductilidade. Ambos podem ser conhecidos a partir da relação força×deslizamento, ou seja, a relação entre a força de cisalhamento transmitida e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato dos elementos componentes de um sistema misto. Essa relação é expressa por uma curva, que pode ser obtida por meio de ensaios em vigas de tamanho real ou, o que é mais comum,

a partir de ensaios de cisalhamento direto em modelos de tamanho reduzido, também conhecidos como ensaios *push-out*. Na Figura 2-3 podem-se observar curvas força×deslizamento típicas para dois tipos distintos de conectores.

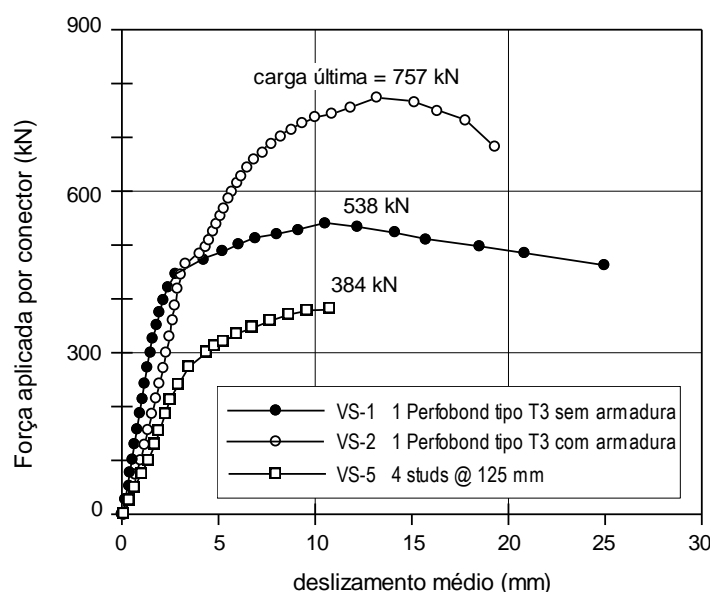


Figura 2-3. Curvas força-deslizamento para push-outs com stud e Perfobond em laje maciça (Adaptado de VELDANDA e HOSAIN, 1992).

A partir da curva força×deslizamento é possível determinar a resistência característica dos conectores ensaiados, bem como classificar seu comportamento quanto à ductilidade. Para os conectores usualmente empregados, essas características já foram determinadas experimentalmente e são padronizadas pelos regulamentos vigentes (VERÍSSIMO, 2007).

A EN 1994-1-1:2004 que trata de estruturas mistas de aço e concreto estabeleceu uma especificação para o ensaio tipo *push-out*, com o objetivo de promover uma padronização para esses ensaios, que eram realizados de múltiplas formas em diversos lugares do mundo. Atualmente essa especificação é comumente aceita e seguida. Na Figura 2-4 é apresentado o esquema de um ensaio *push-out* típico, segundo a EN 1994 1 1:2004, com conectores *stud*. Na Figura 2-5 apresentam-se imagens tridimensionais de corpos de prova para ensaio *push-out* com conector Crestbond.

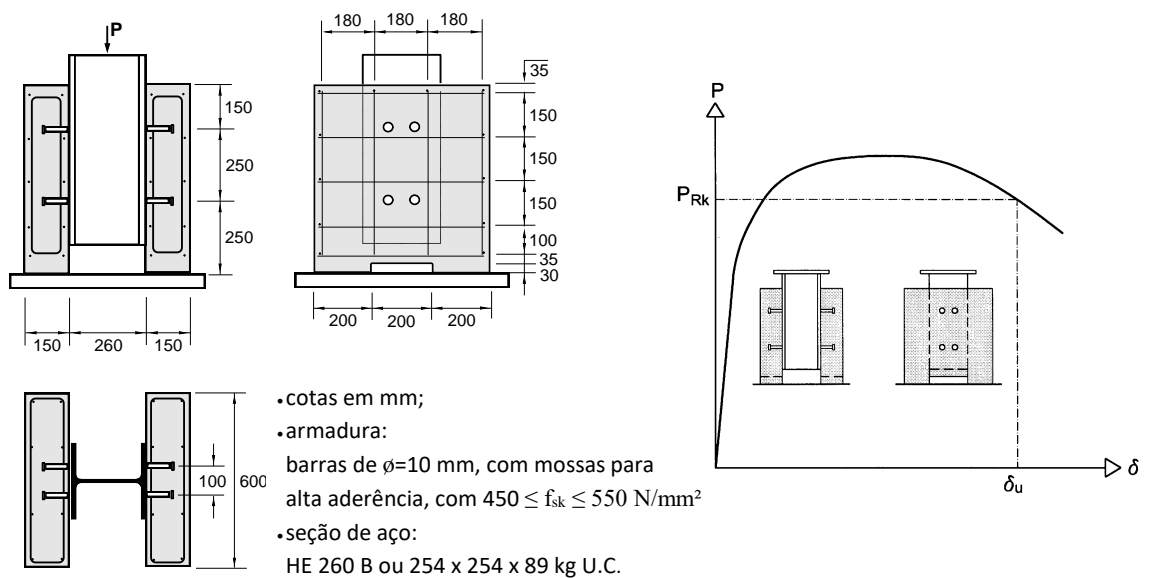


Figura 2-4. Esquema de um corpo de prova típico para ensaio *push-out* com conectores *stud* em laje maciça e curva força-deslizamento esquemática (Adaptado da EN 1994-1-1:2004).

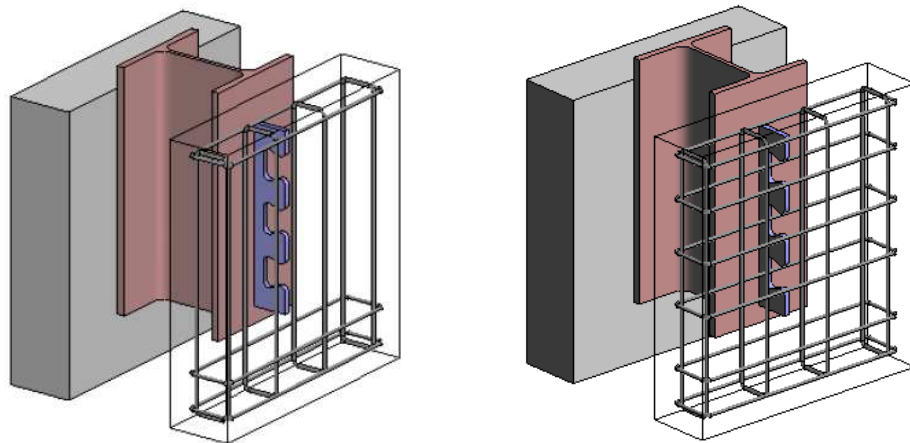


Figura 2-5. Corpos de prova para ensaio *push-out* com conector *Crestbond* (VERÍSSIMO, 2007).

Como se observa na Figura 2-4, o corpo de prova típico consiste de duas pequenas lajes de concreto de 60×65×15 cm conectadas a um perfil metálico por meio dos conectores de cisalhamento em estudo. Um carregamento monotônico é aplicado ao perfil, que desliza relativamente às lajes de concreto até ao colapso da conexão. Ao final do ensaio tem-se uma curva força×deslizamento, com aspecto similar à mostrada na Figura 2-4.

Na preparação dos modelos, a aderência entre as mesas do perfil de aço e o concreto é eliminada, usando-se um lubrificante apropriado, assegurando que a resistência medida no experimento está associada essencialmente ao desempenho do conector. Veríssimo (2007) descreve em detalhe o procedimento para o ensaio *push-out* segundo o Eurocódigo 4.

A capacidade de deslizamento de um corpo-de-prova (δ_u) corresponde ao deslizamento medido para a força característica P_{Rk} , como mostrado na Figura 2-4, ou seja, o deslizamento máximo para o qual o conector ainda suporta 90% de sua capacidade última. Admite-se como deslizamento característico (δ_{uk}) o mínimo valor de δ_u medido nos ensaios, reduzido de 10%.

O que define se um conector é flexível é seu comportamento na fase pré-pico, e o que define se ele é dúctil (ou frágil) é seu comportamento na fase pós-pico (item 2.3.3).

Uma das razões pelas quais a conexão ao cisalhamento ainda permanece como objeto de estudo é a dificuldade de conceber uma configuração físico-geométrica que garanta à conexão pequenas deformações e pequeno escorregamento para carregamentos de serviço e ductilidade associada a uma baixa taxa de decréscimo da capacidade de carga em estado limite último. Essas características são desejáveis porque garantiriam bom desempenho e durabilidade do sistema estrutural sob condições normais de uso, mesmo para carregamentos cíclicos, e garantiriam ruptura segura na iminência de falha estrutural.

Após anos de pesquisa com diversos conectores de cisalhamento, os desenvolvimentos recentes com o Perfobond e o Crestbond têm representado avanços importantes nessa direção.

2.3.3 Distinção entre ductilidade e flexibilidade dos conectores de cisalhamento

Em se tratando de conexão ao cisalhamento, é importante estabelecer claramente os conceitos de ductilidade e flexibilidade. O conceito de flexibilidade se opõe ao de rigidez, enquanto o conceito de ductilidade se opõe ao de fragilidade.

A dificuldade em classificar corretamente a conexão decorre do comportamento estrutural observado em confronto com o conceito de ductilidade. Diz-se que um conector é dúctil quando é capaz de sofrer grandes deformações quando submetido a esforço. Entretanto, esta definição é deficiente porque não considera a taxa de decréscimo da capacidade resistente com o tempo. Mesmo quando se tem um conector flexível, se a capacidade resistente da conexão cessa repentinamente, durante o processo de carregamento, pode-se ter uma ruptura súbita, como a que ocorre com um material frágil. Este fenômeno é

observado, por exemplo, quando se utiliza um perfil U como conector de cisalhamento. Devido à posição em que é solicitado, inicialmente o conector U apresenta grande capacidade de deformação por flexão, porém ao atingir grandes deformações termina por sofrer uma ruptura brusca por tração.

Tendo em vista o exposto, pode-se ter as seguintes situações (Figura 2-6):

- a) conexão rígida com ruptura frágil;
- b) conexão rígida com ruptura dúctil;
- c) conexão flexível com ruptura frágil;
- d) conexão flexível com ruptura dúctil.

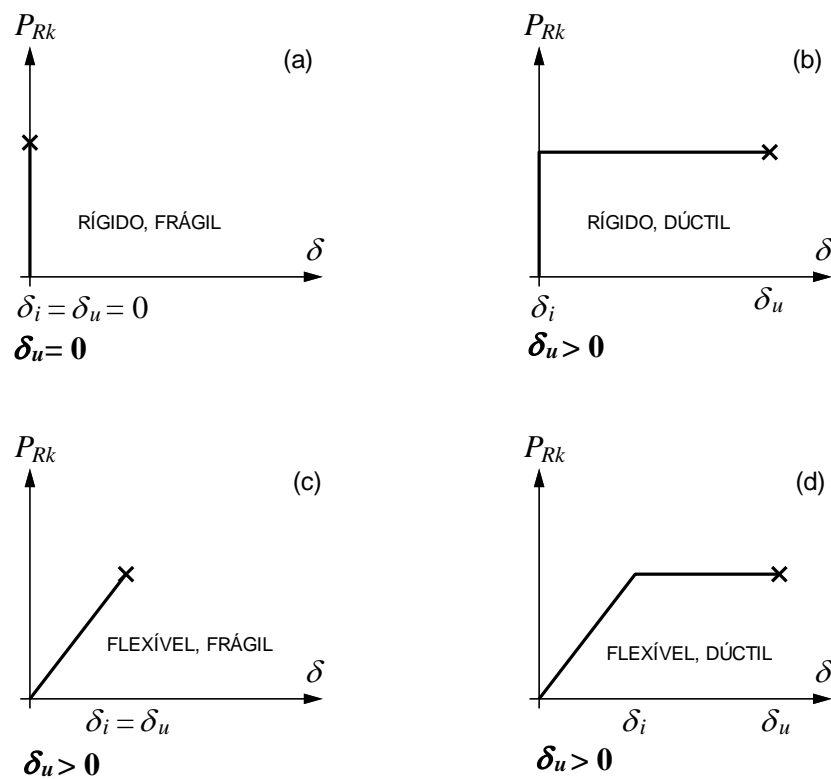


Figura 2-6. Características típicas dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) rígido e dúctil; (c) flexível e frágil; (d) flexível e dúctil (adaptado de BÄRTSCHI, 2005).

O mecanismo é complexo porque tem-se a interação de dois materiais com capacidades de deformação bem diferentes. Usualmente o concreto suporta apenas pequenas deformações, enquanto o aço estrutural suporta grandes deformações. Não obstante, dependendo das características da conexão, o concreto mesmo após rompido, pode apresentar capacidade de suporte de carga devido ao engrenamento dos fragmentos confinados pela armadura ou por um elemento de aço envolvente, como um tubo num

pilar misto, por exemplo. Assim, dependendo da configuração da conexão ao cisalhamento, pode-se ter várias combinações de comportamento, como por exemplo:

- os conectores *stud* e U são conectores flexíveis mas, eventualmente, a configuração da conexão com qualquer um deles pode ocasionar uma ruptura dúctil ou frágil;
- o conector Perfobond é um conector considerado rígido mas a conexão com Perfobond apresenta ruptura dúctil, caracterizada por grandes deformações;
- o conector Crestbond é um conector flexível e a ruptura da conexão com Crestbond é sempre dúctil.

Segundo Almeida (2012), ainda não existe na literatura técnico-científica uma definição precisa dos limites de rigidez que caracterizam um conector como rígido ou flexível. Não obstante, o autor propõe em seu estudo que os conectores que apresentam uma rigidez secante medida a 60% de P_{Rk} menor ou igual a 200 kN/mm sejam classificados como flexíveis, e os restantes como rígidos.

Devido à sua grande deformação em serviço, os conectores flexíveis são mais propensos à fadiga, como é o caso do conector pino com cabeça (*studs*). Os conectores rígidos, por outro lado, não apresentam deformações significativas em serviço, o que os tornam mais adequados para estruturas sujeitas à fadiga.

A EN 1994-1-1:2004, estabelece que um conector de cisalhamento pode ser classificado como dúctil quando apresentar um deslizamento característico (δ_{uk}) maior ou igual a 6 mm.

2.3.4 Forças na interface entre o aço e o concreto

Na Figura 2-7 são apresentadas as distribuições de deformações e de tensões numa viga mista, sem interação (Figura 2-7a) e com interação total (Figura 2-7b).

Se não há conectores ligando a laje ao perfil de aço, tem-se conexão nula e interação nula e, naturalmente, existirá uma descontinuidade nas distribuições de tensão e de deformação. Se, por outro lado, existirem conectores em quantidade suficiente para absorver os esforços na interface e conter o deslizamento relativo entre o aço e o concreto, não haverá descontinuidade no diagrama de deformações no nível da superfície de contato, com as distribuições de tensões como as indicadas na Figura 2-7b (CALADO e SANTOS, 2013).

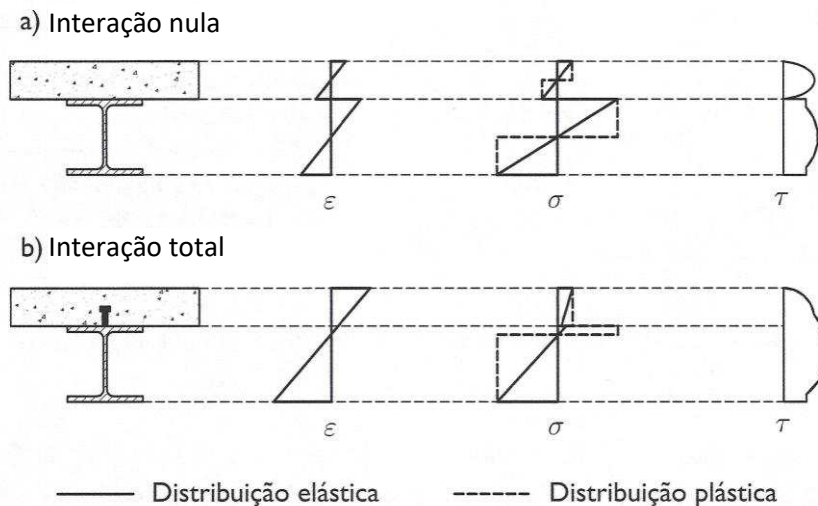


Figura 2-7. Distribuição de deformações, de tensões normais e de tensões de cisalhamento numa viga mista (CALADO e SANTOS, 2013).

Com base na Resistência dos Materiais, pode-se admitir que na situação em que há interação total, supondo comportamento elástico linear, o fluxo de cisalhamento longitudinal, q , na superfície de contato entre aço e concreto, pode ser expresso pela seguinte equação:

$$q(x) = \frac{V(x) S}{I} \quad (1)$$

onde:

$V(x)$ é a força cortante na seção considerada;

S é o momento estático da seção de aço ou da seção de concreto homogeneizada em relação à linha neutra;

I é o momento de inércia da seção mista homogeneizada.

De acordo com a Eq. (1) o fluxo de cisalhamento longitudinal a ser resistido pelos conectores é função da força cortante. Para uma viga hipotética, simplesmente apoiada, com conectores indeformáveis e sujeita a carregamento uniformemente distribuído, admitindo comportamento elástico linear, o fluxo de cisalhamento entre a laje de concreto e o perfil de aço terá a distribuição linear representada na Figura 2-8 (CALADO e SANTOS, 2013).

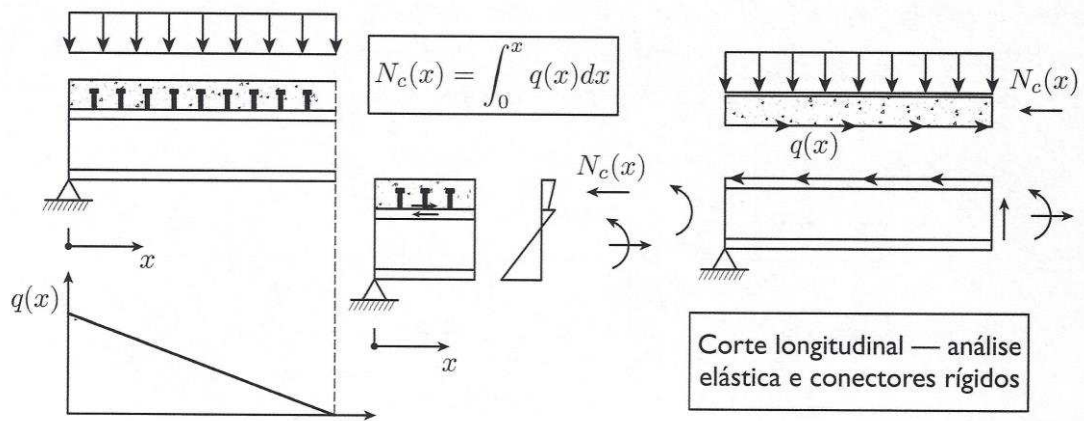


Figura 2-8. Variação do fluxo de cisalhamento longitudinal ao longo do vão de uma viga biapoiada sujeita a carregamento uniformemente distribuído, considerando análise elástica linear (CALADO e SANTOS, 2013).

Aumentando o carregamento, de modo que a viga ultrapasse o regime elástico linear, o elemento começará a sofrer plastificação até atingir o momento plástico, com a formação de uma rótula plástica na região do centro do vão, com o escoamento da seção de aço e, ou, esmagamento do concreto. Nesta condição, a distribuição de tensões deixa de ser elástica linear, assumindo a configuração representada pelas linhas tracejadas na Figura 2-7. A distribuição da força cortante e do fluxo de cisalhamento também se alteram, de modo que os conectores situados junto à rótula plástica ficam submetidos a forças mais elevadas, devido à plastificação do perfil de aço nessa região. Na Figura 2-9 são apresentados diagramas representando a variação do fluxo de cisalhamento ao longo do vão da viga para a situação de conexão rígida e de conexão dúctil (Hanswille, 2006; Kuhlmann, 2008 *apud* Calado e Santos, 2013)².

Se o conector em uso é flexível é possível admitir na ruptura uma distribuição uniforme do fluxo de cisalhamento devido à capacidade de redistribuição das forças de cisalhamento longitudinal, como indicado pela linha cheia no diagrama apresentado no canto inferior esquerdo da Figura 2-9. Por conseguinte, pode-se admitir um espaçamento uniforme dos conectores. Por outro lado, se o conector for rígido a hipótese de uma distribuição uniforme do fluxo de cisalhamento não se verifica e a distribuição dos

² HANSWILLE, G. EN 1994-1-1: Design of composite steel and concrete structures. Power Point presentation. Implementation of Eurocodes in structural design practice, Riga, Letônia. 2006.

KUHLMANN, U. Design of composite beams according to Eurocode 4-1-1. Power Point presentation. Eurocodes – Background and applications, Bruxelas, Bélgica. 2008.

conectores ao longo do elemento estrutural deve se dar de acordo com a variação do fluxo de cisalhamento.

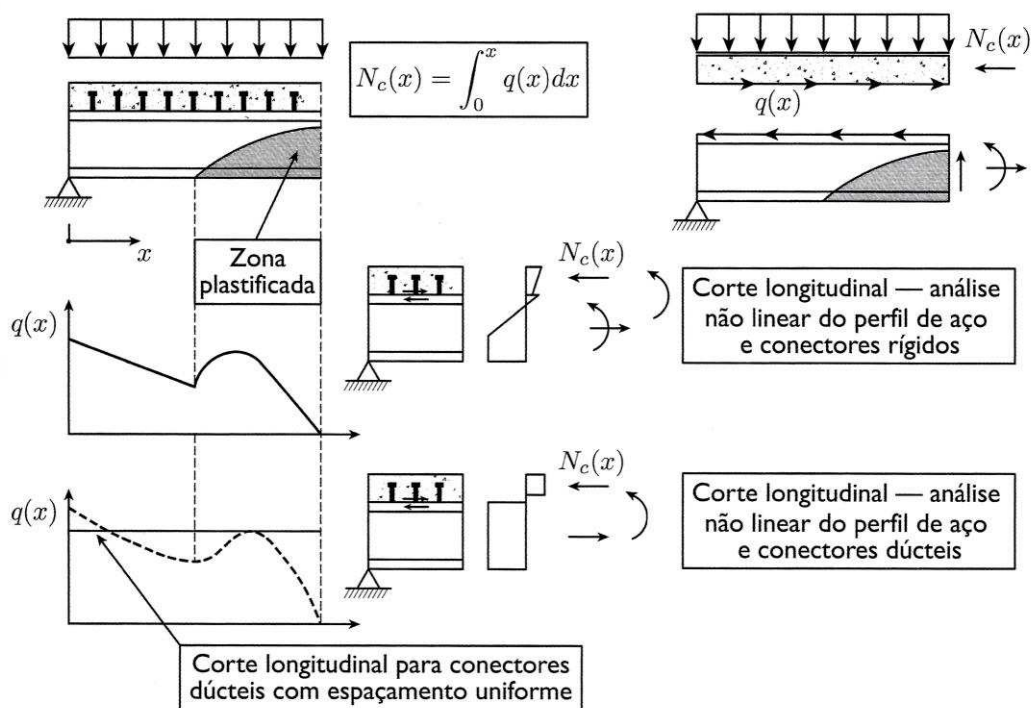


Figura 2-9. Variação do fluxo de cisalhamento longitudinal ao longo do vão de uma viga biapoiada sujeita a carregamento uniformemente distribuído, considerando análise não-linear (CALADO e SANTOS, 2013).

De acordo com Calado e Santos (2013), ao calcular a capacidade resistente de uma viga mista, admite-se que os conectores, mesmo deformados, são capazes de resistir ao cisalhamento longitudinal. Se os conectores forem em quantidade suficiente para resistir à totalidade do cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto, permitindo que a viga consiga atingir sua resistência máxima, tem-se o caso de conexão total. Se a quantidade de conectores é diminuída, a resistência da viga também diminuirá, caracterizando a situação de conexão parcial.

Na prática, a conexão nunca é totalmente indeformável, pois tanto o conector como o concreto comprimido contra ele se deformam, existindo sempre algum escorregamento entre o aço e o concreto, o que, evidentemente, influencia a rigidez da viga e sua deformada.

Conectores muito resistentes mas flexíveis, apesar de possibilitarem que a viga atinja sua resistência máxima, não impedirão a ocorrência de escorregamento significativo entre o aço e o concreto. A relação entre as rigidezes dos conectores, do perfil de aço e do

concreto permite definir o grau de interação. Se a conexão possui características tais que o escorregamento que ocorre seja tão pequeno que possa ser desprezado, tem-se o caso de interação total e a deformação sofrida pela viga será a mínima possível. Se, por outro lado, os conectores forem flexíveis, permitindo o escorregamento entre o concreto e o aço, tem-se o caso de interação parcial. Na situação hipotética de ausência total de conectores, ter-se-ia interação nula e escorregamento máximo. Nesta situação, uma viga mista sofreria a maior deformação possível (JOHNSON, 1994).

Além das forças de cisalhamento longitudinais, os conectores também podem ficar submetidos a forças transversais que promoveriam a separação ou descolamento do concreto relativamente ao perfil de aço (CALADO e SANTOS, 2013). Este efeito é referido na literatura internacional como *uplift* e pode ocorrer em situações especiais como por exemplo, em vigas de rolamento mistas, ou quando a viga mista está sujeita a flexo-torção, ou, ainda, quando a viga mista tem inércia variável.

2.4 Conectores de cisalhamento em chapa plana de aço

Ao longo das últimas décadas, em busca de alternativas à utilização dos conectores tipo pino com cabeça (*studs*), algumas pesquisas foram realizadas com o objetivo de desenvolver conectores de cisalhamento formados a partir de chapas planas de aço.

Os avanços nesta área vêm sendo promovidos por diversos autores, cujos trabalhos possibilitam o melhor entendimento de aspectos importantes destes conectores, como o comportamento força×deslizamento, a influência de diversos parâmetros na resistência e ductilidade da conexão e configurações geométricas que possibilitem maior economia e melhor desempenho mecânico. Estes estudos têm se baseado em ensaios experimentais, modelos numéricos e modelos analíticos (ALVES, 2014).

2.4.1 O conector Perfobond

No final da década de 80, Leonhardt *et al.* (1987) estudaram o comportamento de diversos conectores de cisalhamento rígidos e desenvolveram o conector Perfobond (Figura 1-2), visando sua aplicação em pontes mistas. A idealização deste conector se deu no contexto da busca de alternativas à utilização dos *stud bolts*, que apresentam baixo desempenho quando submetidos a carregamentos cíclicos, em função de sua flexibilidade (ROBERTS e HEYWOOD, 1994; ZELLNER, 1987).

O conector Perfobond consiste em uma chapa plana de aço que possui aberturas circulares e é soldada sobre a mesa superior de um perfil metálico (Figura 2-10). Ao se realizar a concretagem da laje sobre a viga metálica, o concreto envolve o conector e preenche suas aberturas circulares, constituindo um mecanismo de conexão entre o perfil e a laje.



Figura 2-10. Soldagem de um conector Perfobond à mesa superior de um perfil metálico (OGUEJIOFOR, 1994).

Apesar de o Perfobond ter sido desenvolvido inicialmente visando a aplicação em pontes, diversos estudos foram realizados para a avaliação do desempenho do Perfobond em sistemas de piso de edifícios de múltiplos andares (OGUEJIOFOR, 1990; OGUEJIOFOR, 1994; STUDNICKA *et al.*, 2000). Desses estudos, concluiu-se que o Perfobond é classificado como um conector rígido, de acordo com os critérios do Eurocódigo 4. Embora esta característica não impeça sua utilização em sistemas de piso, implica em considerar uma distribuição de conectores de acordo com a variação do fluxo de cisalhamento na peça (item 2.3.4).

2.4.2 O conector Crestbond

O Crestbond (Figura 1-1), desenvolvido por Veríssimo (2007), é um conector de cisalhamento formado por uma chapa plana de aço com saliências e reentrâncias trapezoidais, responsáveis pela solidarização do concreto ao conector, garantindo resistência ao cisalhamento longitudinal e ao efeito de *uplift* (Figura 2-11 e Figura 2-12).

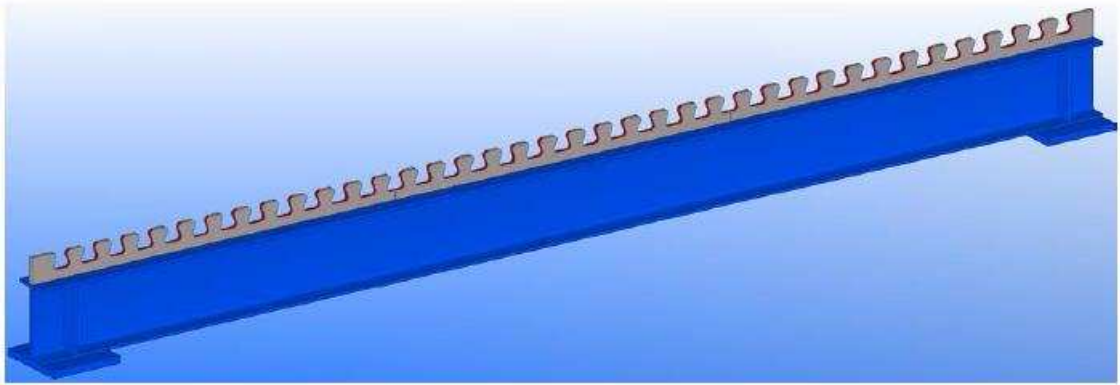


Figura 2-11. Esquema de viga metálica com o conector Crestbond contínuo (ALVES, 2014).

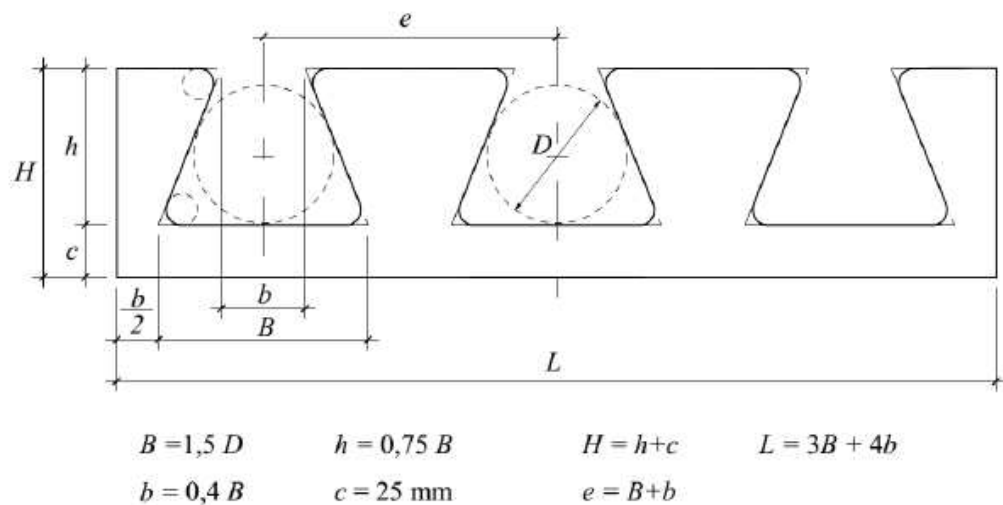


Figura 2-12. Conector Crestbond descontínuo (VERÍSSIMO, 2007).

A concepção do Crestbond foi motivada pela busca de um conector que conciliasse algumas vantagens adicionais em relação a outros elementos de conexão já existentes, superando algumas limitações como o elevado custo de instalação, o baixo desempenho à fadiga dos *stud bolts* e a dificuldade de colocação de armadura no *Perfobond*.

Algumas das vantagens do Crestbond em relação a outros mecanismos de conexão usuais são, segundo Veríssimo (2007):

- simplicidade e baixo custo de fabricação e instalação;
- ductilidade superior à dos conectores *Perfobond*, preservando o comportamento rígido em estado de serviço;
- furos abertos que facilitam a disposição de armadura na laje;
- desenho simétrico que proporciona maior produtividade na fabricação, permitindo a obtenção de dois conectores a cada corte; e
- geometria em chapa contínua, ideal para sistemas com pré-laje.

2.4.3 Comportamento resistente de conectores em chapa plana de aço

2.4.3.1 O efeito de pino

Nos ensaios com Perfobond realizados por Leonhardt *et al.* (1987) observou-se que os mecanismos de falha foram: (a) o escoamento por cisalhamento da chapa do conector na região entre aberturas, e (b) a ocorrência de danos localizados no concreto que preenchia as aberturas. Esses danos localizados consistiam no esmagamento do concreto junto à superfície de contato com o conector acompanhado do cisalhamento em dois planos de corte coincidentes com as superfícies laterais da chapa de aço.

A partir dessa observação, foi proposto que o concreto que preenche os furos do conector forma pinos virtuais dentro da peça, que proporcionam resistência ao cisalhamento longitudinal e impedem a separação das seções de aço e concreto, caracterizando um efeito de pino (Figura 2-13a).

Veríssimo (2007) observou a ocorrência do efeito de pino nos ensaios com o conector Crestbond, caracterizado pelo confinamento do concreto junto ao dente do conector e o cisalhamento em dois planos de corte dos pinos virtuais de concreto (Figura 2-13b).

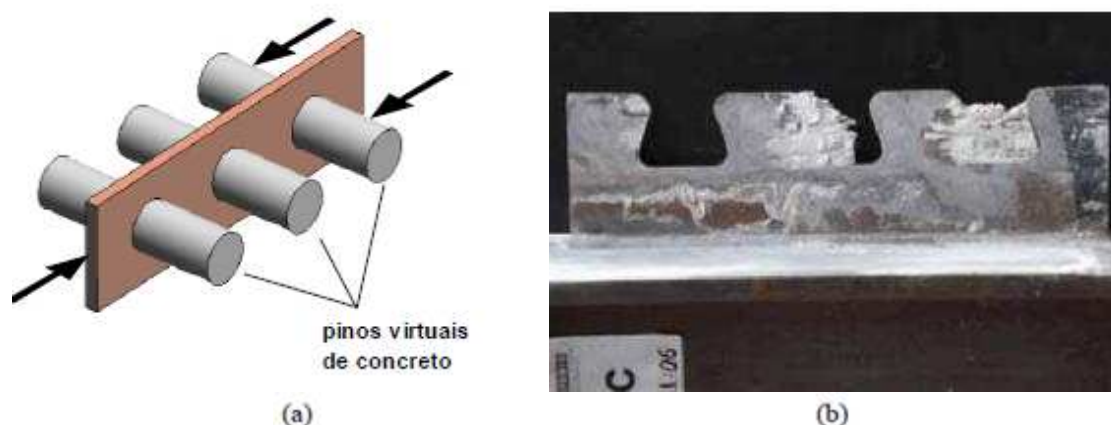


Figura 2-13. Efeito de pino: (a) esquema ilustrativo; (b) observação do efeito de pino no conector Crestbond (Veríssimo, 2007).

O efeito de pino no conector Perfobond foi estudado por Kraus e Wurzer (1997). Os autores realizaram 42 ensaios do tipo *push-out* com conectores em chapa plana (variações do Perfobond original) objetivando estudar o comportamento da conexão frente à variação da resistência do concreto e do diâmetro da abertura. Ao fim dos ensaios foi realizado um corte longitudinal nas lajes de alguns dos corpos de prova para examinar as condições dos pinos de concreto. Os autores reportaram a ocorrência de dano local no

concreto que preenchia as aberturas, havendo cunhas de concreto completamente esmagado nas proximidades da superfície de contato com o conector.

Com base em suas observações, Kraus e Wurzer (1997) propuseram um modelo mecânico que explica as forças atuantes no pino e os deslizamentos ocorridos na conexão. A força de conexão é transmitida pela superfície de contato do conector para a laje de concreto. A região onde essa força se distribui no pino de concreto pode ser dividida em duas partes, chamadas de zona A e zona B (Figura 2-14).

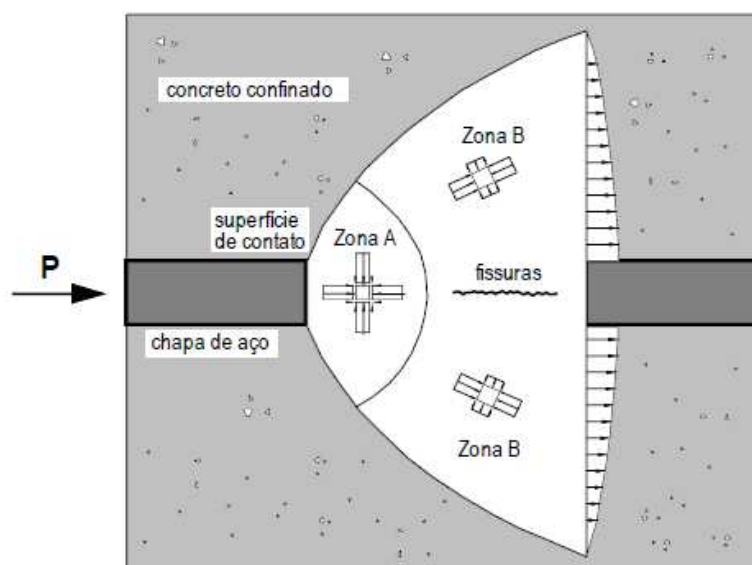


Figura 2-14. Estado do concreto no interior dos pinos virtuais (adaptado de KRAUS e WURZER, 1997).

Na zona A o concreto é confinado e fica submetido à compressão triaxial. Este confinamento é proporcionado pela laje ao seu redor e permite que a força de contato transmitida pela chapa de aço atinja valores altos, de forma que a tensão no contato supera em algumas vezes a resistência à compressão do concreto (f_c).

Nesta região, a capacidade de carga e a deformação dependem principalmente da estrutura porosa do concreto. Quando a tensão nessa região ultrapassa um determinado valor crítico, o concreto sofre poro-colapso em função do esmagamento das paredes dos poros da pasta de cimento e observa-se a formação de uma massa compacta.

Na zona B atuam tensões de compressão na direção longitudinal e tensões de tração na direção transversal ao espreadimento de tensões. Quando estas últimas ultrapassam a resistência do concreto, formam-se fissuras paralelas à força cortante.

Com base neste estudo dos esforços no interior do pino, Kraus e Wurzer (1997) propuseram um modelo de molas para explicar os mecanismos que governam o escorregamento da laje em relação ao perfil (Figura 2-15).

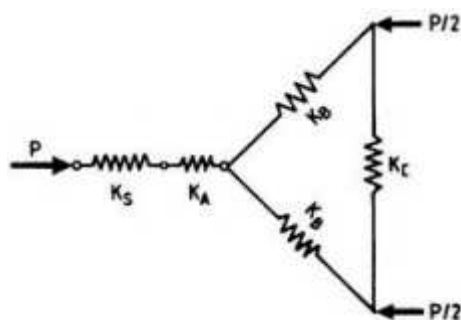


Figura 2-15. Modelo de molas para explicar o escorregamento (KRAUS e WURZER, 1997).

Assim, o escorregamento total é explicado pela deformação de quatro componentes, que se manifestam quando um pino do conector é solicitado: (a) a deformação do aço da chapa entre as aberturas do conector, representado pela mola K_S ; (b) a deformação que ocorre na zona A do pino, causada pelo esmagamento da estrutura porosa do concreto, representada pela mola K_A ; (c) a deformação que ocorre na zona B do pino, causada pela compressão do concreto na direção do espraiamento de tensões, representada pela mola K_B ; e (d) as deformações transversais provocadas pela fissuração na zona B, representadas pela mola K_C .

Um estado limite é alcançado quando os poros da zona A ficam completamente preenchidos com o material resultante do esmagamento do concreto. Neste caso, torna-se impossível a redução de volume desta zona e o material compactado no interior do furo produz um estado de pressão quase hidrostática no concreto confinado. Assim, a ocorrência de deslocamentos adicionais fica condicionada, principalmente, aos efeitos que ocorrem na zona B. Isto pode conduzir à divisão da laje em duas metades seguida do escorregamento de cunhas do concreto nas regiões próximas aos pinos (KRAUS e WURZER, 1997).

O efeito de pino é o principal mecanismo resistente de conectores de cisalhamento em chapas planas de aço. Alguns parâmetros como resistência do concreto, diâmetro dos pinos e quantidade de armadura transversal influenciam na resistência dos pinos e, conseqüentemente, na resistência dos conectores. Nas próximas seções serão apresentados resultados de estudos que avaliaram a influência destes parâmetros.

2.4.3.2 Influência da resistência do concreto

Ensaio realizados por diversos autores evidenciam que o aumento da resistência do concreto (f_c) implica em um aumento da resistência dos conectores em chapa plana de aço. Kraus e Wurzer (1997) reportam que seus ensaios resultaram em uma relação praticamente linear entre a resistência do concreto e a capacidade de carga dos pinos de concreto (Figura 2-16a). Resultados semelhantes foram obtidos por Veríssimo (2007) a partir de ensaios *push-out* com o conector Crestbond (Figura 2-16b).

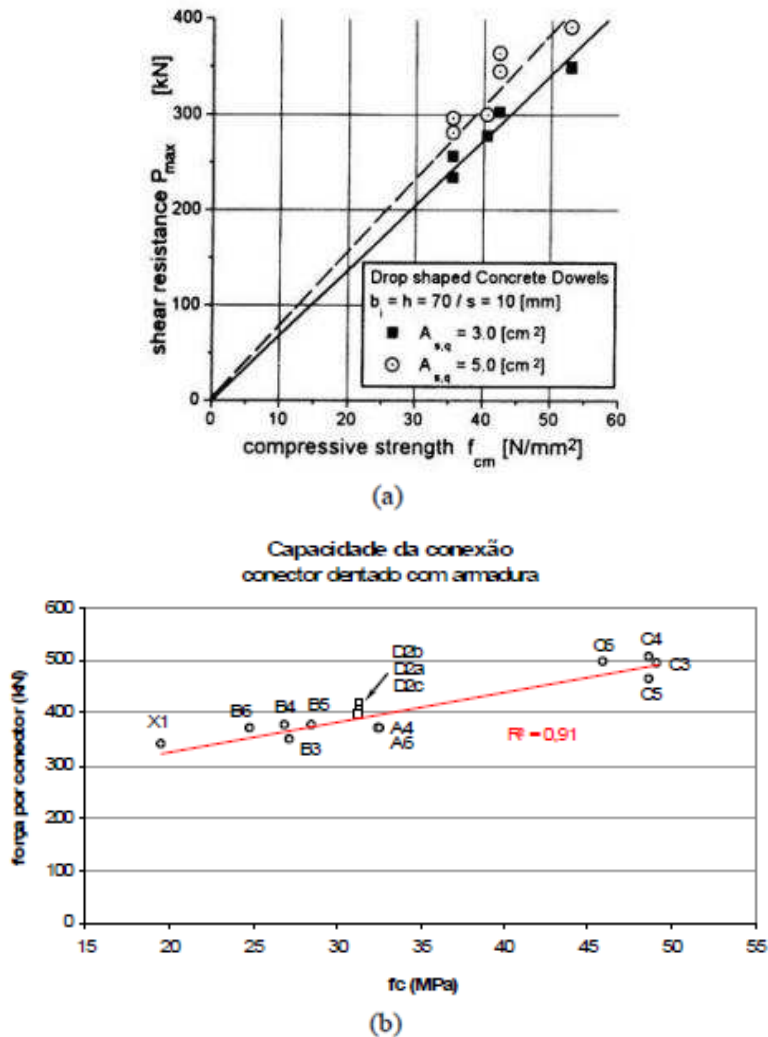


Figura 2-16. Relação entre a resistência do conector e a resistência do concreto:
(a) Kraus e Wurzer (1997); (b) Veríssimo (2007).

Dutra (2014) realizou um trabalho no qual foram modelados numericamente, utilizando o método dos elementos finitos, ensaios *push-out* com o conector Crestbond, semelhantes aos ensaiados por Veríssimo (2007). Em um estudo paramétrico para avaliar a influência da resistência do concreto, o autor observou uma correlação quadrática entre esta variável

e a resistência do conector (Figura 2-17). Apesar disso, uma linha de tendência linear também apresenta boa correlação com os resultados.

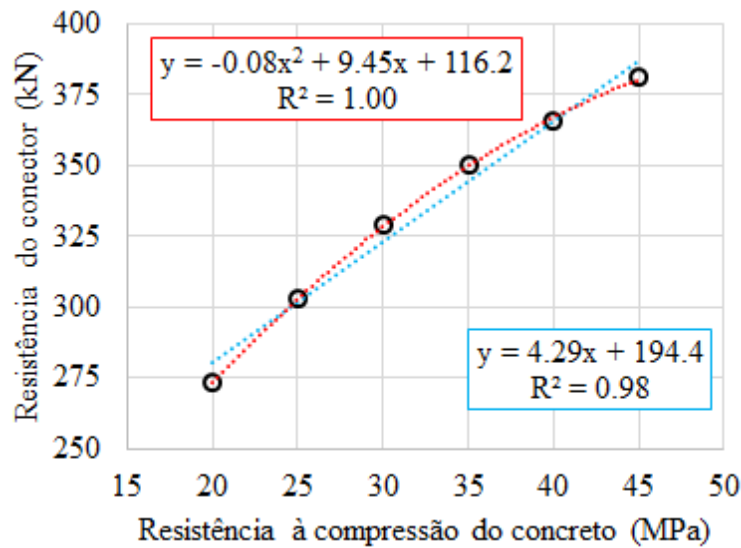


Figura 2-17. Relação entre a resistência do conector e a resistência do concreto (Adaptado de DUTRA, 2014).

Ainda no que se refere à influência da resistência do concreto, é interessante observar que nos conectores em chapa plana pode-se variar a capacidade da conexão em função da resistência do concreto, mantendo-se constante a geometria do conector. No caso dos *stud bolts*, como a ruptura é governada geralmente pela capacidade de corte do conector, o aumento na resistência do concreto não influencia a capacidade da conexão (VERÍSSIMO, 2007). Estas observações são evidenciadas nos resultados de Leonhardt *et al.* (1987), ilustrados na Figura 2-18.

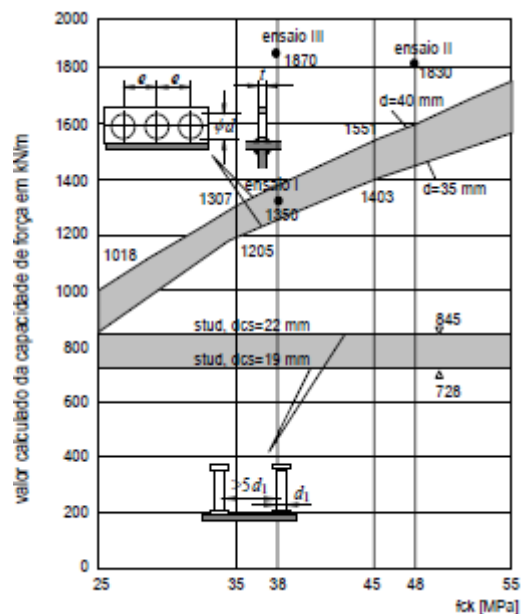


Figura 2-18. Comparação de resistência do conector em função da resistência do concreto entre *studs* e Perfobond (LEONHARDT *et al.*, 1987).

2.4.3.3 Influência da quantidade e do tamanho das aberturas

Sabendo-se que a resistência dos conectores de chapa plana depende fundamentalmente do efeito de pino, é lógico supor que quanto maior a quantidade de aberturas no conector maior será a capacidade de carga deste elemento. Todavia, resultados de diversos autores apontam que o aumento da quantidade de aberturas só exerce influência positiva na resistência última caso as perfurações não sejam muito próximas umas das outras. Nishido *et al.* (2000), explicam que quando o espaçamento entre aberturas é pequeno, a fissuração no entorno de um pino irá influenciar os pinos adjacentes.

Oguejiofor e Hosain (1994) estudaram a influência da quantidade de aberturas e de seus espaçamentos no conector Perfobond por meio de ensaios tipo *push-out*. Os resultados obtidos verificam o que foi explicado anteriormente (Figura 2-19). De acordo com os autores, a capacidade de carga da conexão irá aumentar com o número de aberturas com uma tendência linear desde que o espaçamento entre furos seja maior do que 2,25 vezes o diâmetro da abertura.

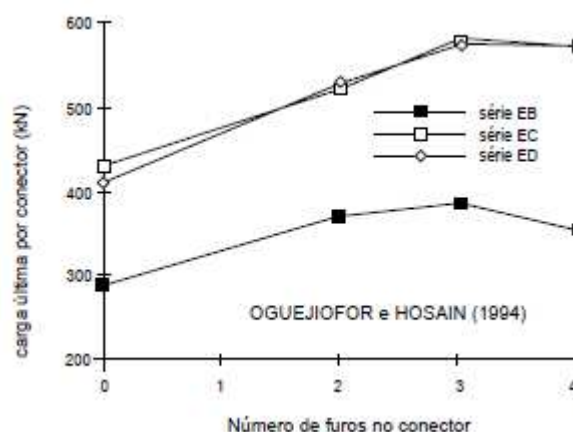


Figura 2-19. Efeito da quantidade e do espaçamento entre aberturas na resistência do conector Perfobond (Adaptado de OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994).

No conector Crestbond o espaçamento entre aberturas é relacionado à geometria do conector. Os ensaios realizados por Veríssimo (2007), foram divididos em quatro séries. Para o caso dos conectores da série A (Figura 2-12) o espaçamento é de 2,1 vezes o diâmetro de um círculo inscrito na abertura trapezoidal. Já para os conectores das séries B, C e D, que possuem uma geometria ligeiramente diferente, o espaçamento é de 2,146 vezes o diâmetro.

Resultados obtidos por Dutra (2014), em um estudo paramétrico realizado com modelos numéricos de ensaios tipo *push-out*, indicam que o aumento da quantidade de aberturas no conector conduz a um aumento na capacidade resistente. Todavia, com este aumento, a força resistida por cada pino diminui (Figura 2-20).

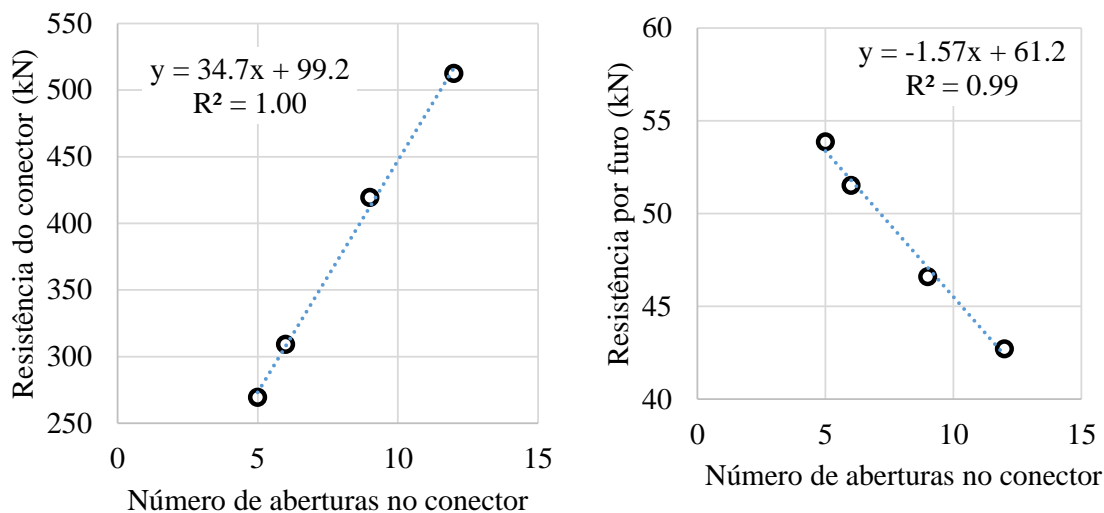


Figura 2-20. Efeito da quantidade de aberturas na resistência do conector Crestbond (Adaptado de DUTRA, 2004).

Quanto ao tamanho das aberturas, Kraus e Wurzer (1997) realizaram ensaios tipo *push-out* com conectores com diversos tamanhos de abertura e verificaram que a capacidade resistente do conector é proporcional ao tamanho das aberturas. Destaca-se ainda que esta variável influencia a ductilidade da conexão, de forma que os conectores com aberturas maiores apresentam comportamento mais dúctil (Figura 2-21).

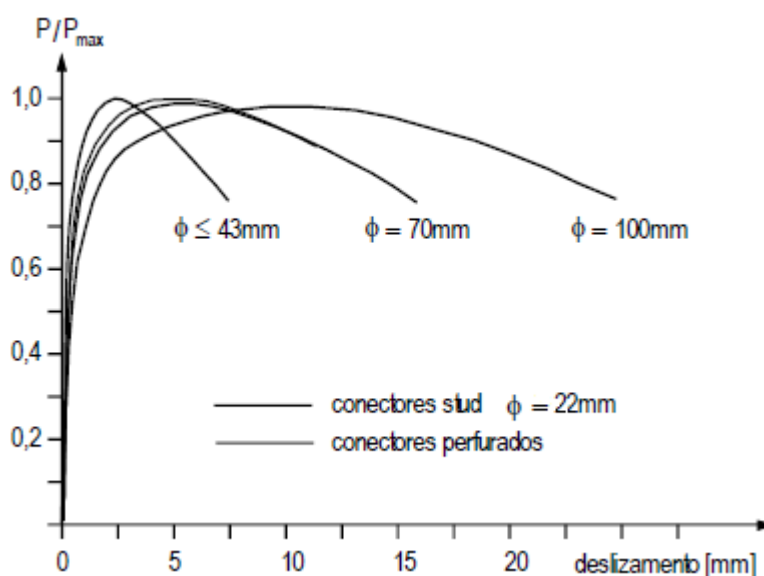


Figura 2-21. Influência do tamanho das aberturas na ductilidade da conexão (Adaptado de KRAUS e WURZER, 1997).

A influência do tamanho da abertura na capacidade resistente também foi verificada por Veríssimo (2007), que observou uma relação linear entre as variáveis (Figura 2-22). Uma correlação linear também foi observada por Dutra (2014), em estudos numéricos com o conector Crestbond (Figura 2-23). Os resultados deste autor evidenciam ainda o aumento na ductilidade da conexão quando empregados conectores de aberturas maiores, comprovando os resultados de Kraus e Wurzer (1997).

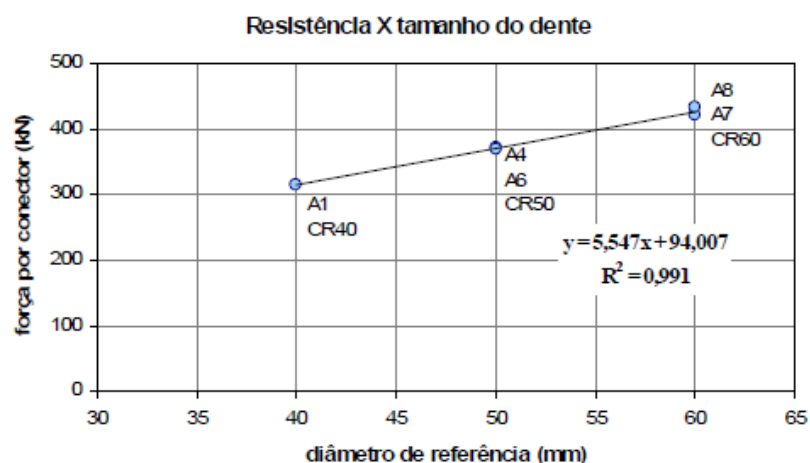


Figura 2-22. Influência do tamanho das aberturas na resistência do conector (VERÍSSIMO, 2007).

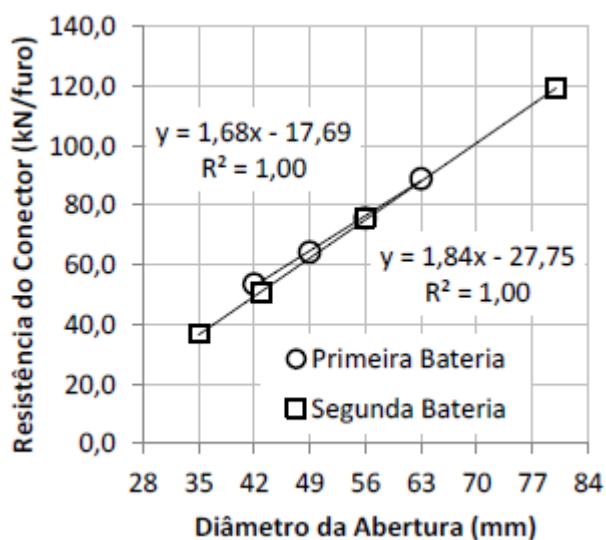


Figura 2-23. Influência do tamanho das aberturas na resistência do conector por abertura (DUTRA, 2007).

2.4.3.4 Influência da armadura transversal

Diversos estudos evidenciam a influência da armadura transversal no comportamento resistente de conectores em chapa plana de aço. Oguejiofor e Hosain (1994) estudaram a influência da presença de armadura no comportamento do conector Perfobond por meio

de ensaios tipo *push-out*. Os resultados mostraram que a presença de armadura aumenta a resistência última do conector, sua ductilidade e sua capacidade de retenção de carga na fase pós-pico (Figura 2-24a). Os autores observaram correlação linear entre a resistência do conector e a taxa de armadura (ρ) (Figura 2-24b).

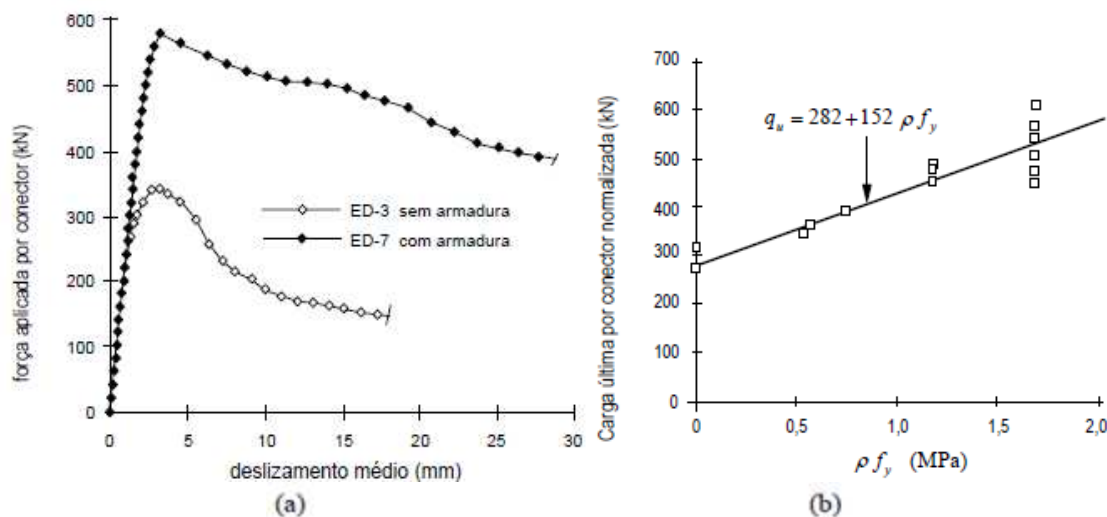


Figura 2-24. Influência da armadura no comportamento da conexão: (a) efeito da armadura no comportamento força×deslizamento; (b) relação linear entre a taxa de armadura e a resistência da conexão (Adaptado de OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994).

Veríssimo (2007) também observou um aumento linear da resistência da conexão com o aumento da taxa de armadura. Todavia, o autor destaca que esta correlação deixa de ser observada a partir de uma determinada taxa de armadura (Figura 2-25). Este fenômeno também foi observado por Davies (1969), num estudo de vigas mistas com conector *stud*. A explicação para este fenômeno se dá com base no modelo de bielas e tirantes. A partir de uma certa taxa de armadura, a capacidade do tirante de aço supera a da biela de concreto comprimido que, então, rompe primeiro por compressão passando a governar o colapso. Desta forma, a partir de certo ponto, o aumento da quantidade de armadura deixa de influir na resistência do conector. Davies (1969) propõe que a resistência da conexão sofre influência da taxa de armadura para valores de até 1% da área de concreto ao cisalhamento. Para além disso, aumentos da taxa de armadura não são efetivos. Os experimentos realizados por Veríssimo (2007) confirmam esta hipótese.

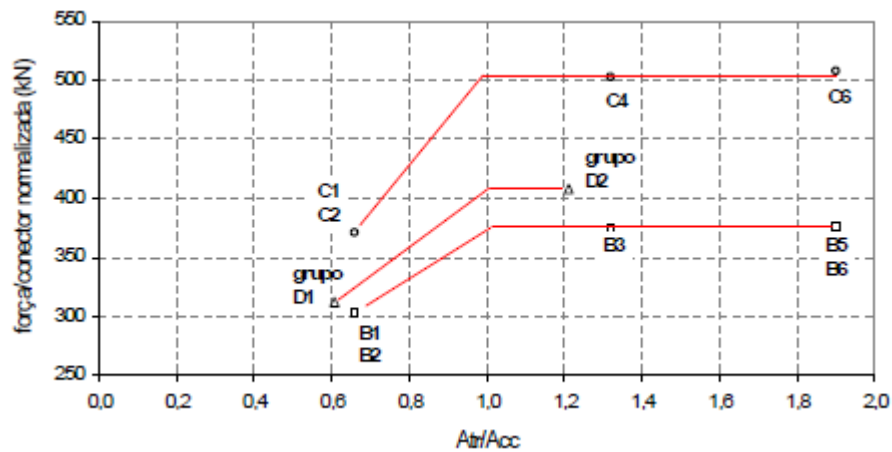


Figura 2-25. Influência da armadura transversal na resistência do conector Crestbond (VERÍSSIMO, 2007).

Dutra (2014) estudou a influência da armadura transversal quanto à posição da barra dentro da abertura do conector e quanto à variação do diâmetro da barra, utilizando modelos de elementos finitos de ensaios tipo *push-out* com o conector Crestbond. As observações do autor mostraram relação linear entre a capacidade resistente da conexão e o diâmetro da armadura transversal. Quanto ao posicionamento da armadura dentro da abertura, observou-se que esta não exerce influência considerável no comportamento resistente do conector.

2.4.3.5 Influência da espessura da chapa do conector

Desde a idealização do Perfobond diversos autores realizaram experimentos com conectores com espessuras diferentes. No caso do Crestbond, a influência da variação da espessura foi verificada numericamente apenas por Dutra (2014).

Nishido *et al.* (2000) realizaram ensaios *push-out* em conectores Perfobond com espessuras de 9 mm, 12 mm e 16 mm. Não foram observadas diferenças consideráveis na ductilidade e na capacidade de carga em função da variação apenas da espessura do conector.

Ushijima *et al.* (2001) realizaram ensaios *push-out* em conectores Perfobond com espessuras variando de 8 mm até 22 mm. Observaram que em chapas de espessura menor, na faixa de 8 mm, a área de contato do conector com o concreto é muito pequena e o efeito de pino não se manifesta. Quando as espessuras são maiores a região de contato é maior, o que permite a distribuição das tensões na região de concreto confinado (Figura 2-26).

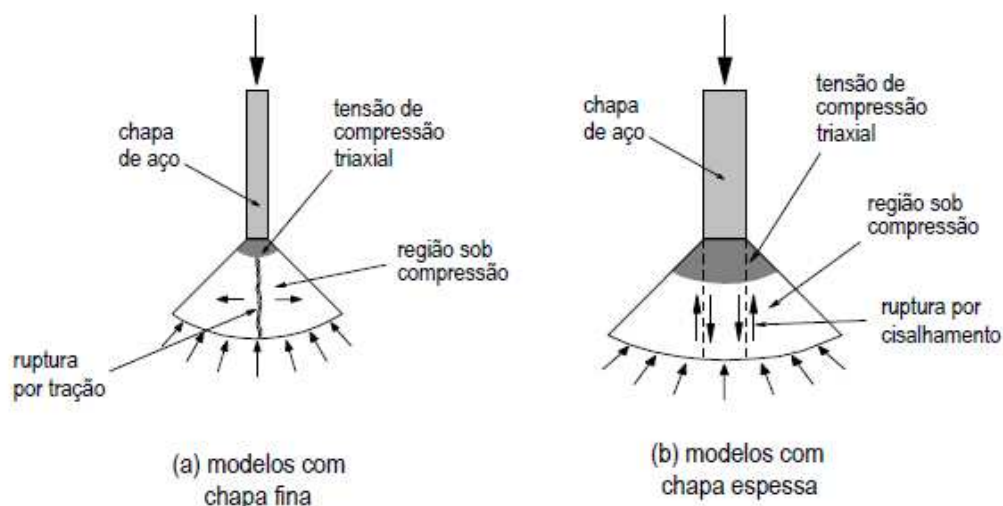


Figura 2-26. Ruptura do concreto em função da espessura da chapa do conector (Adaptado de USHIJIMA *et al.*, 2007).

Dutra (2014) utilizou análise de elementos finitos em modelos numéricos de ensaios tipo *push-out* para estudar a influência da espessura de chapa do conector na capacidade de carga. Seus resultados mostram que a capacidade resistente aumenta com o aumento da espessura de chapa do conector (Figura 2-27). Ainda, para espessuras menores do que 9,5 mm as resistências sofrem uma redução mais acentuada quando comparadas com as resistências de conectores com espessuras superiores a 9,5 mm. Estes resultados estão de acordo com o que foi observado por Ushijima *et al.* (2001).

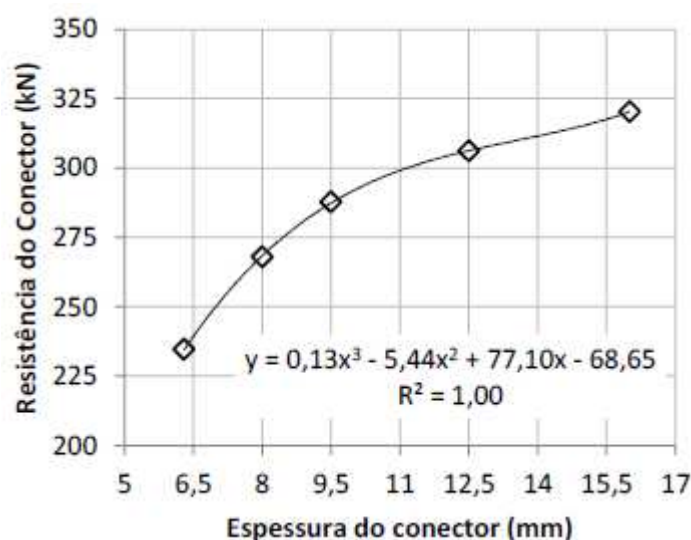


Figura 2-27. Influência da espessura da chapa na resistência do conector (DUTRA, 2014).

2.4.3.6 Influência da excentricidade do conector

Nos estudos de conectores de cisalhamento em chapa plana de aço é comum que a altura total do conector varie. Isso ocorre, por exemplo, quando se altera o tamanho da abertura

do conector. Essa variação de altura faz com que a posição das forças resultantes do efeito de pino e da força frontal no conector (quando descontínuo) também variem ao longo da altura da laje.

Ao comparar seus resultados com os de Oguejiofor (1994), Veríssimo (2007) observou que essa variação na posição das forças de conexão influencia na capacidade de conexão (Figura 2-28). O autor chamou de excentricidade a distância da linha de atuação de uma força até o plano médio da laje.

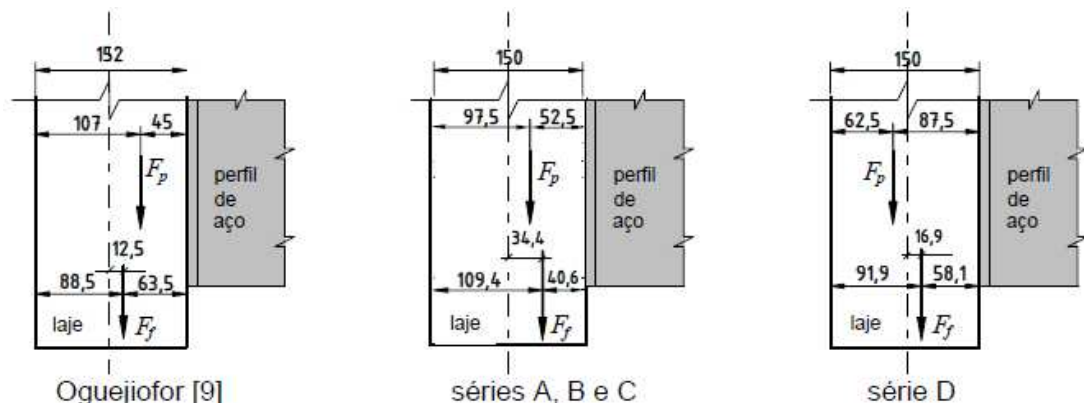


Figura 2-28. Excentricidade da força do efeito de pino (F_p) e da força frontal (F_f) nos ensaios experimentais de Oguejiofor (1994) e Veríssimo (2007), (VERÍSSIMO, 2007).

Dutra (2014), estudou numericamente a influência da excentricidade na capacidade resistente do conector Crestbond. Seus resultados mostraram que quanto mais alta a posição das forças resultantes dentro da laje maior a capacidade resistente do conector (Figura 2-29).

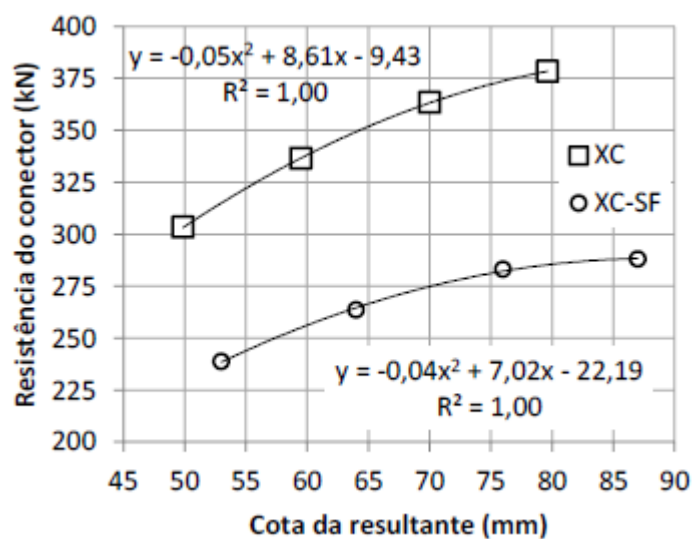


Figura 2-29. Influência da excentricidade na resistência do conector (DUTRA, 2014).

2.4.4 Desenvolvimentos recentes com o conector Crestbond

Na seção anterior foi apresentado o estado de conhecimento do comportamento resistente de conectores em chapa plana. Nesta seção, apresenta-se uma visão geral e sucinta dos principais trabalhos realizados com o conector Crestbond até o momento.

2.4.4.1 Resultados de ensaios tipo *push-out*

Veríssimo (2007) desenvolveu o conector Crestbond e realizou um programa experimental composto por 41 ensaios do tipo *push-out*. Segundo o autor, os resultados obtidos evidenciaram diversos aspectos importantes sobre o comportamento do Crestbond que o diferenciam de outros conectores como o *stud bolt* e o Perfibond. Foi verificado que o conector apresenta grande capacidade de resistência ao corte e elevada ductilidade. A Figura 2-30 apresenta alguns corpos de prova ensaiados pelo pesquisador.

Como o escorregamento característico observado nos ensaios realizados foi superior ao limite de 6,0 cm proposto pela EN 1994-1-1:2004, foi possível classificar a conexão com Crestbond como dúctil, admitindo-se a hipótese de que o sistema possui natureza idealmente plástica.

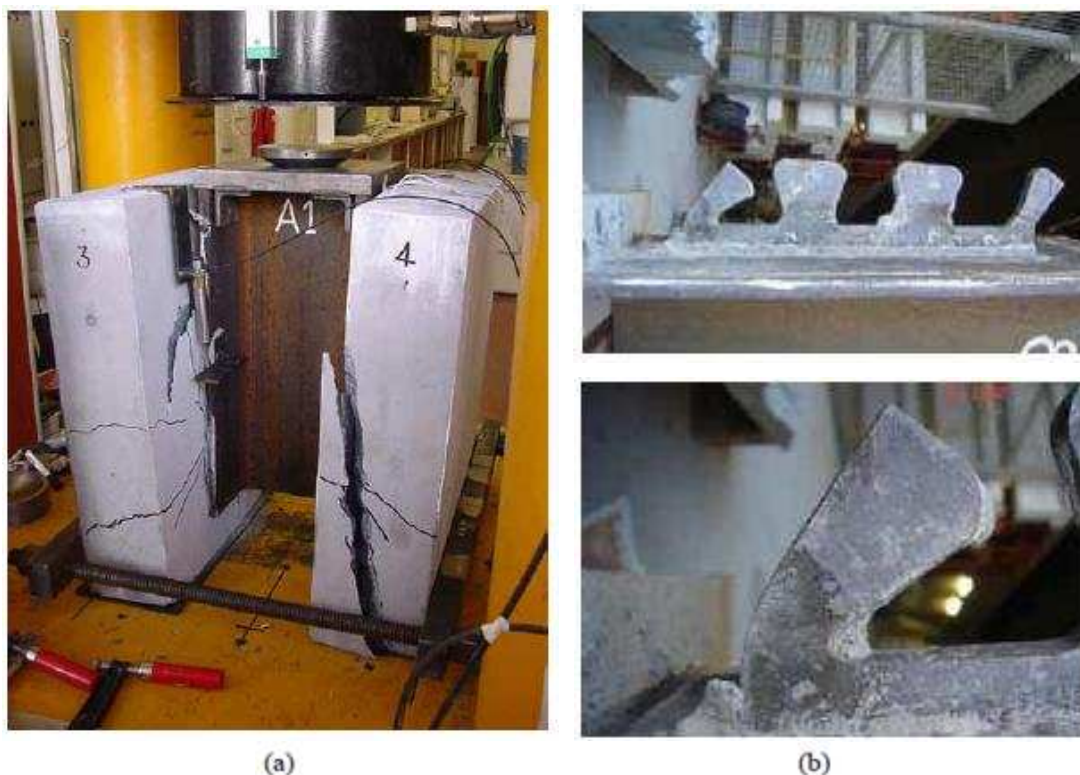


Figura 2-30. Realização de ensaios *push-out*: (a) corpo de prova após o ensaio; (b) estado dos conectores após o ensaio (VERÍSSIMO, 2007).

Com base nos resultados dos 41 ensaios experimentais realizados, Veríssimo (2007) propôs um modelo semiempírico para predição da capacidade resistente do Crestbond. Neste modelo foi adotada a mesma abordagem utilizada por Oguejiofor (1994), que considera que a capacidade do conector resulta da contribuição dos seguintes fatores: (a) a resistência ao cisalhamento longitudinal da laje de concreto; (b) o contato frontal entre o conector e a laje; (c) o cisalhamento duplo dos pinos de concreto; e (d) a presença e quantidade da armadura transversal. O modelo proposto pelo autor é apresentado na Eq. (2):

$$Q = 1,94 \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c + 2,72 n D^2 \sqrt{f_c} + 0,07 A_{cc} \sqrt{f_c} + 1,79 \times 10^7 \left(\frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (2)$$

onde:

Q é a resistência última do conector (em N);

h_{sc} é a altura do conector (em mm);

t_{PL} é a espessura de uma possível pré-laje de concreto pré-moldado (em mm);

t_c é a espessura da laje de concreto (em mm);

t_{sc} é a espessura do conector (em mm);

n é o número de pinos de concreto por conector;

D é o diâmetro da circunferência inscrita na abertura trapezoidal (em mm);

f_c é a resistência à compressão do concreto (em MPa);

A_{cc} é a área de concreto da laje sujeita ao cisalhamento no entorno do conector (em mm²);

A_{tr} é a área total de armadura transversal (em mm²).

Utilizando os resultados experimentais de Veríssimo (2007) e de outros autores (incluindo dados de experimentos com concreto leve), Silva (2011) desenvolveu e avaliou diversos modelos semiempíricos para estimar a capacidade resistente dos conectores Crestbond e Perfobond. A autora observou que os efeitos do cisalhamento da laje de concreto e da força de compressão frontal da laje sobre o conector estão relacionados ao mesmo fenômeno, qual seja, a ruptura da laje por tração transversal.

Com base nessa e outras observações, Silva (2011) propôs outro modelo semiempírico para determinação da resistência do Crestbond no qual o termo referente ao cisalhamento da laje é suprimido e a resistência da laje é computada basicamente pelo termo referente

à resistência frontal. Além dos parâmetros utilizados por Veríssimo (2007), Silva (2011) introduziu na equação de resistência a massa específica do concreto da laje (γ_c), o que possibilitou generalizar a equação para concretos de quaisquer densidades. A expressão proposta pela autora é a seguinte (Eq. (3)):

$$Q = 2,2 \times 10^{-13} \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} \gamma_c^3 f_c + 1,9 \times 10^{-8} n D^2 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_c} + 1,5 \times 10^4 \left(\frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (3)$$

onde:

Q é a resistência última do conector (em kN);

h_{sc} é a altura do conector (em mm);

t_{PL} é a espessura de uma possível pré-laje de concreto pré-moldado (em mm);

t_c é a espessura da laje de concreto (em mm);

t_{sc} é a espessura do conector (em mm);

γ_c é a massa específica do concreto (em kg/m³);

n é o número de pinos de concreto por conector;

D é o diâmetro da circunferência inscrita na abertura trapezoidal (em mm);

f_c é a resistência à compressão do concreto (em MPa);

A_{cc} é a área de concreto da laje sujeita ao cisalhamento no entorno do conector (em mm²);

A_{tr} é a área total de armadura transversal (em mm²).

2.4.4.2 Modelagem numérica de ensaios tipo *push-out*

Silva (2013) desenvolveu um modelo numérico, utilizando o *software* ABAQUS, para a simulação do comportamento dos conectores de cisalhamento Crestbond em ensaios tipo *push-out* via Método dos Elementos Finitos (MEF) (Figura 2-31).

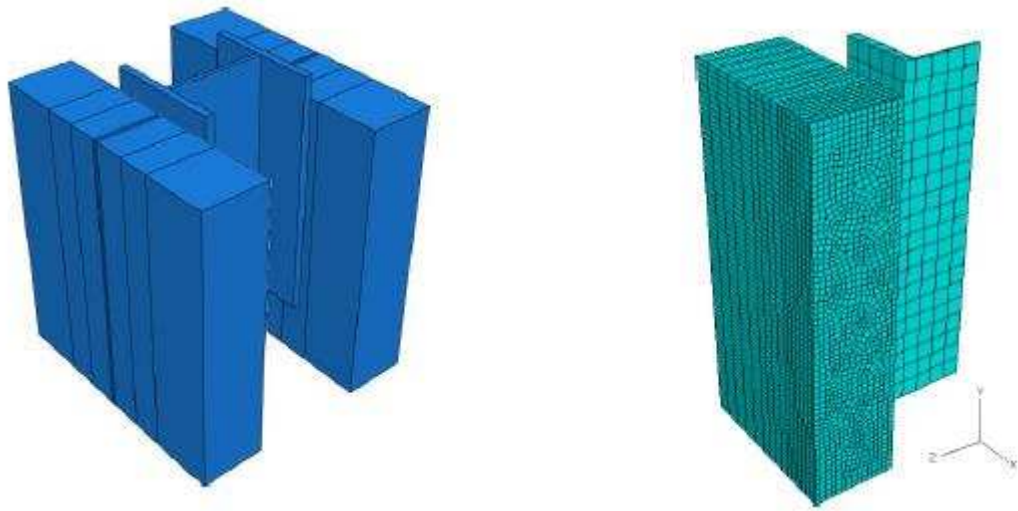


Figura 2-31. Modelos numéricos tridimensionais em elementos finitos do ensaio *push-out* com conectores *Crestbond* (SILVA, 2013).

O modelo numérico foi validado com base nos resultados do programa experimental realizado por Veríssimo (2007). De acordo com Silva (2013), as simulações computacionais foram capazes de representar a interação entre aço e concreto, caracterizar a carga máxima dos modelos e caracterizar as deformações do conector. O aspecto de deformação dos conectores nos modelos foi muito semelhante ao observado nos corpos de prova ensaiados (Figura 2-32).



Figura 2-32. Comparação do aspecto de deformação dos conectores ensaiados por Veríssimo (2007) com os modelos numéricos desenvolvidos por Silva (2013) (SILVA, 2013).

Dutra (2014) aperfeiçoou o modelo numérico desenvolvido por Silva (2013) e, com o modelo aprimorado, realizou um extenso estudo dos parâmetros que envolvem o comportamento do conector de cisalhamento Crestbond. O estudo paramétrico realizado consistiu na análise de 88 simulações numéricas de ensaios tipo *push-out*, conforme a EN 1994-1-1:2004.

As simulações de Dutra (2014) também foram realizadas via MEF utilizando o *software* ABAQUS. Os resultados obtidos revelaram especificamente as influências de diversos parâmetros físicos e geométricos no comportamento estrutural do Crestbond. Os parâmetros estudados foram:

- o ângulo interno do conector;
- a posição e o diâmetro da armadura passante;
- a rigidez dos dentes do conector;
- a resistência à compressão do concreto;
- a excentricidade da resultante de forças de conexão;
- a espessura da chapa do conector;
- a resistência do conector isolado;
- a tensão de escoamento do aço do conector;
- a utilização de conectores paralelos e a influência do espaçamento entre eles;
- o comprimento do conector;
- a largura efetiva da laje de concreto.

Com base nos resultados de seus estudos, Dutra (2014) propôs uma equação de determinação da resistência do conector que leva em consideração diversos parâmetros físicos e geométricos da viga mista (Eq. (4)):

$$Q = \gamma q_{el} = \gamma 0,127 n f_c^{0,5} D^{1,15} t_{sc}^{0,1} \quad (\text{em kN}) \quad (4)$$

onde:

$$q_{el} = 0,127 n f_c^{0,5} D^{1,15} t_{sc}^{0,1} \quad \text{resistência do conector elástico}$$

n é o número de aberturas do conector; no caso da presença de dente frontal deve-se somar a este número o valor de 1,12; para conectores em paralelo deve-se somar as aberturas de todos os conectores. Os demais parâmetros são os mesmos das equações apresentadas anteriormente.

$$\gamma = \gamma_{par} \gamma_{ap} \gamma_{ab} \gamma_{sc} \gamma_{exc}$$

$$\gamma_{par} = 0,977 + \left(\frac{s}{275} \right)^{2,5}$$

fator que considera o efeito do espaçamento em conectores paralelos;

s é o espaçamento entre os conectores (em mm); em caso de apenas um conector adota-se valor unitário para γ_{par} ;

$$\gamma_{ap} = 1 + 0,003 \phi_s f_c^{0,5}$$

fator que considera o efeito da armadura passante;

ϕ_s é o diâmetro da barra da armadura passante (em mm);

$$\gamma_{ab} = 0,63 + \frac{1,833}{n + 1}$$

fator que leva em consideração o decaimento do efeito de pino com o comprimento do conector;

$$\gamma_{exc} = 1,52 \left(\frac{h_{sc} - 0,5D}{t_c + t_{PL}} \right)^{0,4}$$

fator que considera o efeito da excentricidade do conector na resistência da conexão;

$$\gamma_{sc} = \begin{cases} 0,75k^{0,25} & \text{se } k < 2,1 \\ 0,9 + 0,01(k - 2,1) & \text{se } 2,1 \leq k < 2,7 \\ 0,96 & \text{se } k \geq 2,7 \end{cases}$$

fator que considera o efeito do limite elástico do conector de cisalhamento na resistência da conexão;

$k = \frac{q_{sc}}{q_{el}}$, onde q_{sc} é a resistência do conector, em kN, dada pela expressão:

$$q_{sc} = 0,0593 \frac{n f_y b t_{sc}}{D} \left(1 + \frac{32,7}{f_y} \right) \left(1 - \frac{0,108}{t_{sc}} \right)$$

No gráfico apresentado na Figura 2-33 é ilustrada a comparação dos resultados obtidos com o modelo semiempírico proposto por Dutra (2014) (Eq.(4)) com os resultados do modelo proposto por Silva (2011) (Eq. (3)) e com os resultados experimentais de Veríssimo (2007).

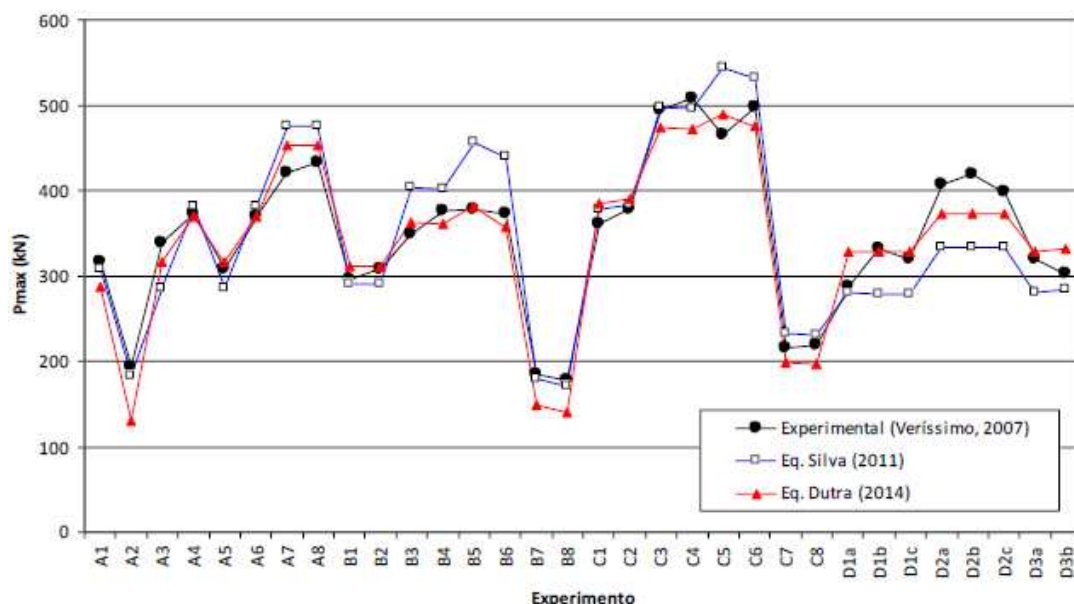


Figura 2-33. Comparação dos resultados estimados pelas equações de Dutra (2014) e Silva (2011) com os resultados experimentais de Veríssimo (2007) (DUTRA, 2014).

Observa-se que a correlação da Eq. (4), proposta por Dutra (2014), com os resultados experimentais é melhor do que a da Eq. (3), proposta por Silva (2011).

2.4.4.3 Ensaios de vigas mistas com Crestbond

Recentemente, Alves (2014) desenvolveu um estudo prospectivo com o objetivo de avaliar o comportamento do conector Crestbond em vigas mistas. O trabalho da autora possui uma componente experimental e uma componente numérica.

Na componente experimental foram construídos e ensaiados dois corpos de prova em escala real de vigas mistas (Figura 2-34). Os corpos de prova consistiram em uma viga mista biapojada com três metros de vão, constituída por um perfil metálico IPE 200 e por uma laje de concreto com seção transversal de 40 cm×10 cm. A conexão entre o perfil e a laje foi realizada utilizando-se um conector CR40 contínuo (Crestbond com diâmetro das aberturas de 40 mm) soldado sobre a mesa superior do perfil.

O primeiro corpo de prova foi submetido a carregamento transversal estático até sua ruptura. O segundo corpo de prova foi ensaiado sob solicitações cíclicas (entre os patamares de 20% a 50% da carga última obtida no primeiro ensaio) a uma frequência de 1 Hz, durante 11 dias, totalizando a aplicação de 1.000.000 de ciclos de carregamento. Após a aplicação das solicitações cíclicas o segundo corpo de prova foi descarregado e, após sua recuperação, ensaiado até à ruptura, submetido a carregamento estático.

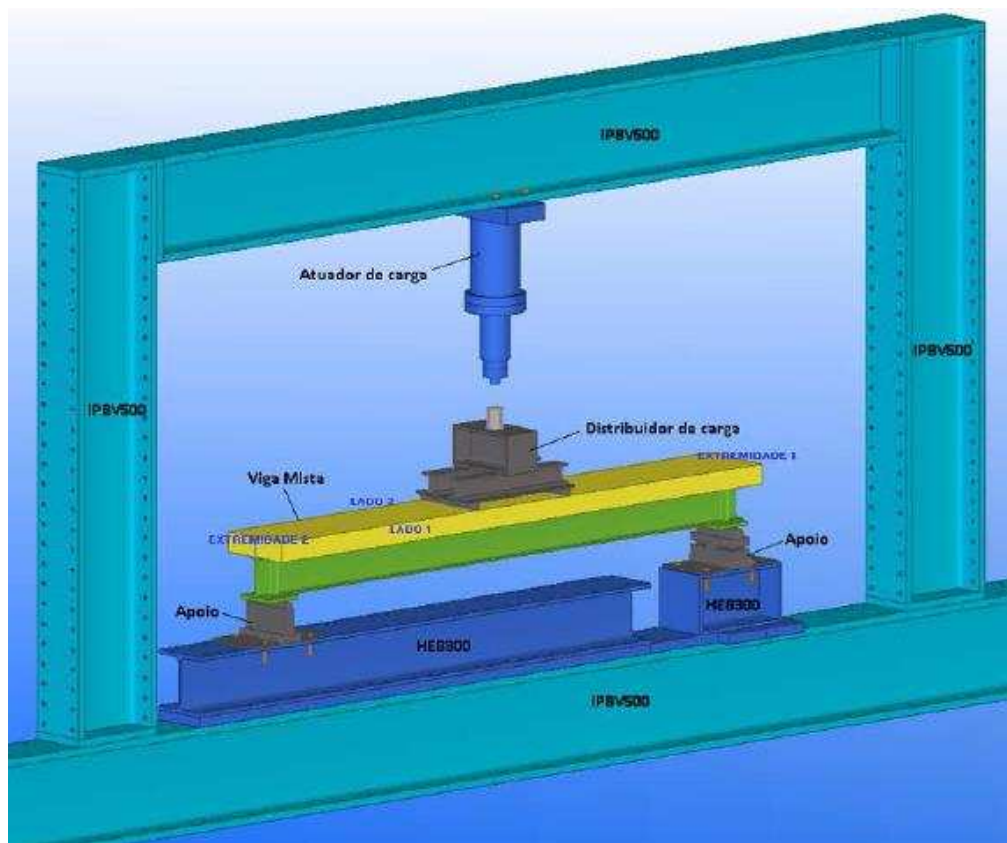


Figura 2-34. Esquema de realização do ensaio das vigas mistas com *Crestbond* (ALVES, 2014).

Os resultados obtidos por Alves (2014) evidenciaram diversos aspectos importantes do comportamento do conector *Crestbond* em vigas mistas, como o modo de ruptura, a carga máxima e a capacidade de deformação quando submetida a esforços de flexão. Na Figura 2-35 é apresentado o corpo de prova ensaiado estaticamente após sua ruptura. Pode-se observar a ocorrência de esmagamento no concreto na região entre os pontos de aplicação de carga. Cabe observar que o resultado do ensaio estático do segundo corpo de prova foi muito semelhante ao do primeiro, não sendo observada degradação na rigidez ou na capacidade resistente da viga após os ciclos de carregamento aplicados.

Foram medidos durante os ensaios o deslocamento vertical da viga, o escorregamento, a separação vertical (*uplift*) entre a laje de concreto e o perfil metálico e as deformações de duas seções transversais da viga (no centro do vão e a 100 cm de um dos apoios).

Dentre os resultados obtidos, destaca-se que em ambos os corpos de prova os deslocamentos relativos entre aço e concreto foram quase nulos, o que indica que o conector apresenta elevada rigidez, sendo capaz de garantir uma interação quase total entre os dois elementos.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2-35. Ruptura de viga mista com *Crestbond* ensaiada à flexão: (a) vista longitudinal; (b) vista superior; (c) e (d) detalhes da falha no concreto (ALVES, 2014).

Alves (2014), desenvolveu ainda um modelo numérico de elementos finitos (Figura 2-36) de uma viga mista com geometria e propriedades físicas similares às dos modelos experimentais ensaiados, utilizando o *software* ATENA 3D. Os resultados das simulações computacionais realizadas representaram bem o comportamento observado experimentalmente (Figura 2-37).

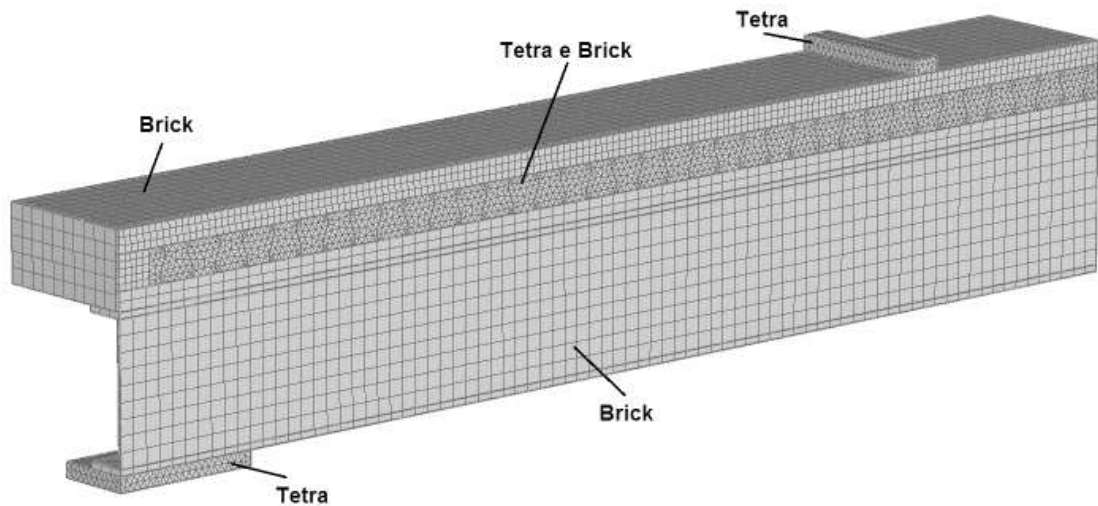


Figura 2-36. Modelo numérico de viga mista desenvolvido por Alves (2014) (ALVES, 2014).

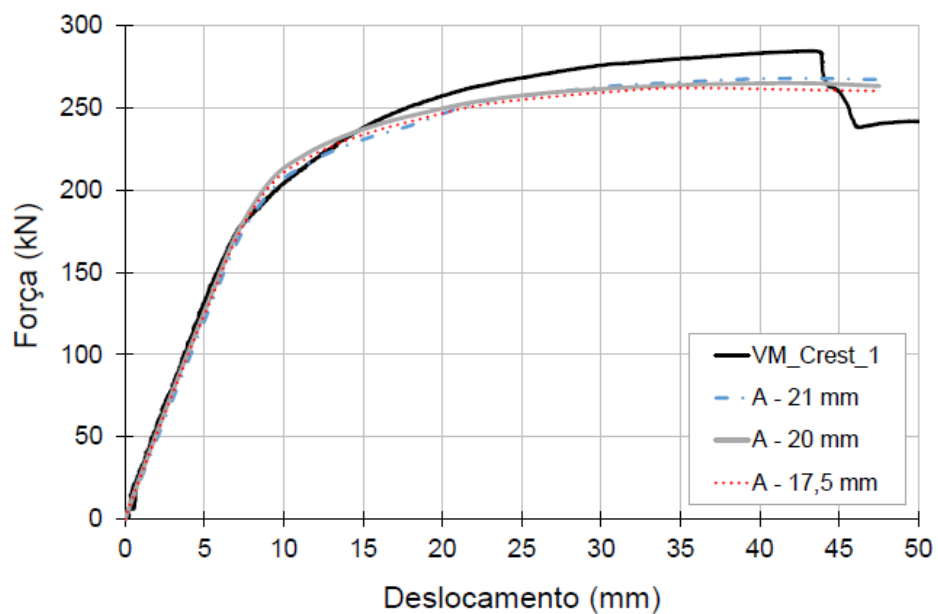


Figura 2-37. Curva carga×deslocamento do ensaio experimental e dos modelos numéricos (ALVES, 2014).

2.4.4.4 Utilização do conector Crestbond em pilares mistos

Oliveira (2013) *apud* Aguiar (2015)³, realizou uma série de ensaios de cisalhamento direto com o objetivo de investigar o comportamento do conector Crestbond quando utilizado em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto. Nestes ensaios foram

³ OLIVEIRA, H. M. S (2013). Transferência de Carga com Conector Crestbond em Pilares Mistos Formados por Tubos de Aço Preenchidos com Concreto. Projeto de Tese para Obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013

estudadas diferentes configurações do pilar misto, variando-se a forma e o tamanho do tubo, a presença de armadura transversal, entre outros parâmetros (Figura 2-38).

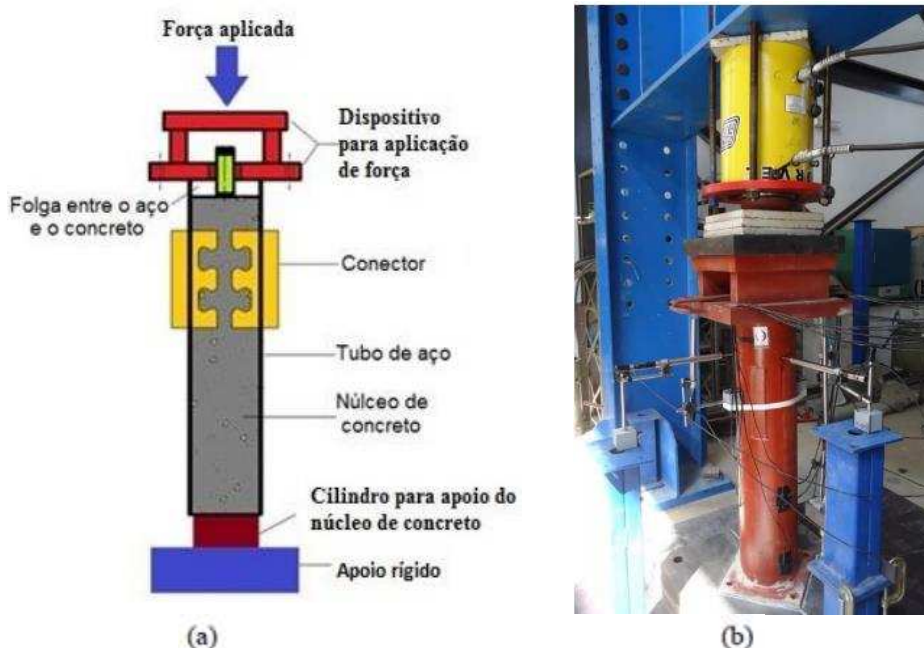


Figura 2-38. Ensaios de cisalhamento direto em pilares mistos com crestbond: (a) esquema de ensaio; (b) corpo de prova prestes a ser ensaiado (AGUIAR, 2015).

Com base nos resultados experimentais e em considerações do modelo de *push-out* de Silva (2013), Aguiar (2015) desenvolveu um modelo numérico do ensaio de cisalhamento em pilares mistos com Crestbond utilizando o *software* ABAQUS (Figura 2-39). O modelo apresentou boa correlação com os resultados experimentais. Além disso, seu trabalho evidenciou a influência das condições de concretagem no entorno do conector sobre o comportamento resistente dos pilares mistos, em especial no que se refere à rigidez da conexão.

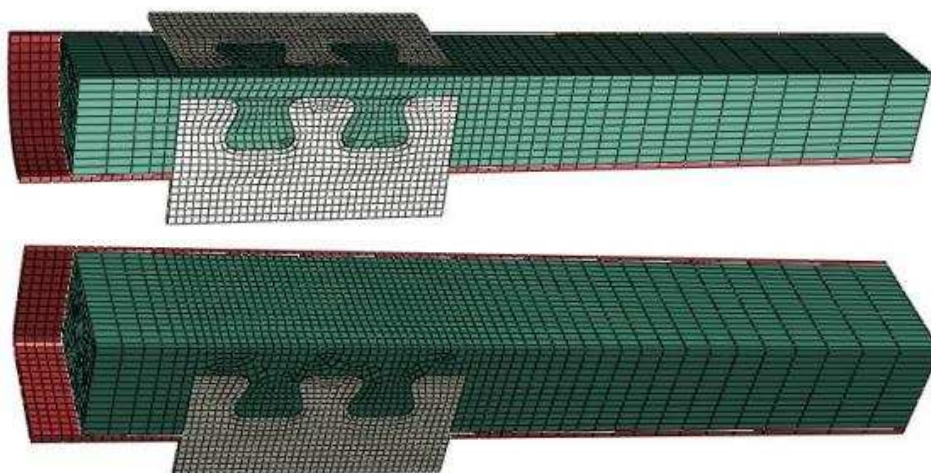


Figura 2-39. Modelos numéricos desenvolvidos no *software* ABAQUS de pilares mistos com conectores Crestbond (AGUIAR, 2015).

2.4.4.5 Estudo de conectores similares ao Crestbond visando aplicação em pontes

Recentemente, Lorenc *et al.* (2014.a e 2014.b) realizaram um estudo com um conector muito similar ao Crestbond, denominado *Puzzle-Shaped connector* (conector em forma de quebra-cabeça), visando sua aplicação em vigas mistas para pontes rodoviárias (Figura 2-40). O estudo realizado pelos autores consistiu de uma parte experimental e uma parte teórico-numérica.

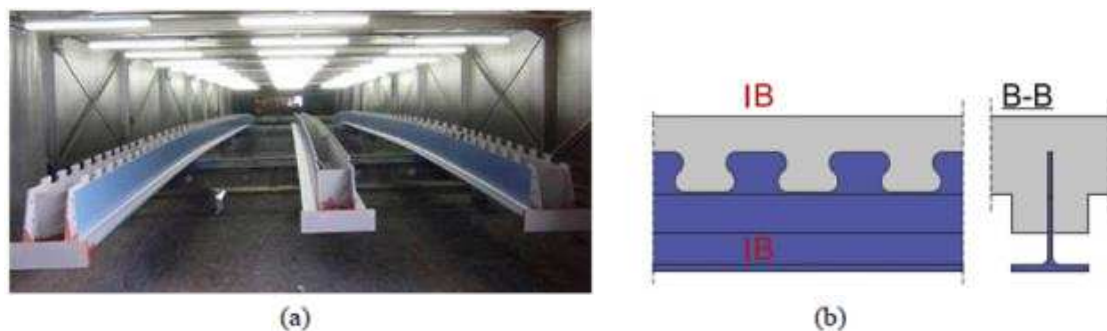


Figura 2-40. (a) Perfis de vigas mistas em forma de seção π invertida, com conectores cortados diretamente na alma da seção; (b) *Puzzle-Shaped connector* (LORENC *et al.*, 2014.a).

Na parte experimental foram realizados 19 ensaios tipo *push-out* com o objetivo de avaliar a influência da espessura de chapa do conector, o tamanho das aberturas e a resistência do aço da viga/conector (Figura 2-41). Dentre os resultados obtidos destacam-se: (a) a obtenção de uma relação linear entre a espessura da chapa e a resistência da conexão; e (b) a observação de que a variação do tamanho da abertura não influencia na resistência do conector por unidade de comprimento.

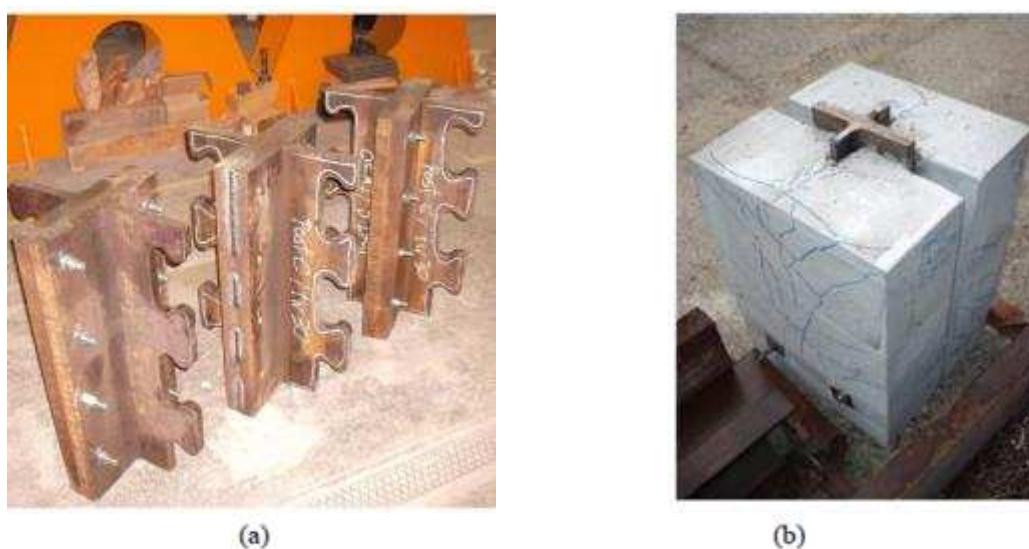


Figura 2-41. (a) Perfis metálicos com o conector *Puzzle-Shaped* para confecção de modelos *push-out*; (b) Corpo de prova de ensaio *push-out* (LORENC *et al.*, 2014.a).

Na parte teórico-numérica foram calibrados modelos com base nos estudos experimentais realizados (Figura 2-42). O estudo numérico foi realizado utilizando o *software* ABAQUS. Com base no estudo dos modelos de elementos finitos obtidos foi proposto um novo modelo para caracterização do conector.

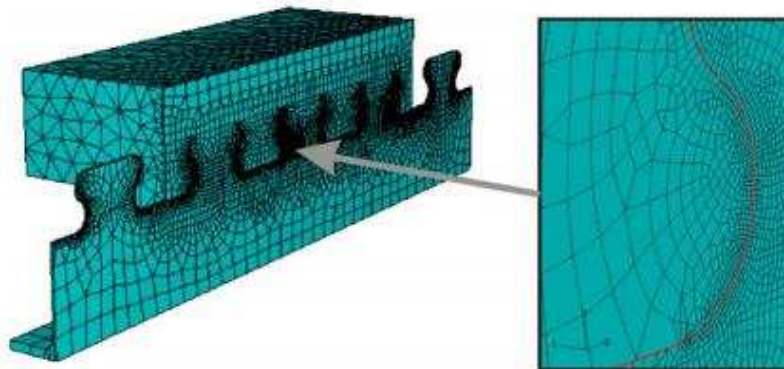


Figura 2-42. Modelo numérico desenvolvido no *software* ABAQUS do ensaio de cisalhamento direto com o conector *Puzzle-Shaped* (LORENC *et al.*, 2014.b).

2.5 Aspectos relevantes da modelagem numérica

2.5.1 Considerações iniciais

Atualmente, com a evolução das ferramentas computacionais, pode-se utilizar modelagem numérica para simular com boa precisão o comportamento de estruturas. Neste sentido, a análise numérica apresenta grande potencial de complementar a análise experimental. Uma vez que seja criado um modelo numérico e se comprove que ele representa bem o comportamento da estrutura real frente a uma determinada solicitação, pode-se utilizá-lo para estudar a estrutura com um gasto de recursos muito menor do que seria necessário para o desenvolvimento de um estudo experimental.

Dentre os métodos computacionais de análise de estruturas, destaca-se o Método dos Elementos Finitos (MEF). O procedimento geral de aplicação do MEF consiste em discretizar um modelo contínuo em uma série de pontos interligados, gerando uma malha de elementos. A solução obtida pelo método é tão melhor quanto menor for o tamanho e a forma dos elementos finitos, ou seja, quanto mais refinada for a malha atribuída.

Para simular o comportamento resistente de uma estrutura real de forma satisfatória, na maioria dos casos, a utilização de uma análise puramente linear não é suficiente. Isto ocorre, pois, de forma geral, as estruturas reais apresentam comportamento não linear. De acordo com Dutra (2014), esse comportamento ocorre quando: (a) a relação entre a tensão

e deformação de um material não é linear (não linearidade física ou de material); (b) uma estrutura apresenta grandes deformações, de forma que o equilíbrio não pode ser considerado a partir da configuração geométrica inicial do sistema (não linearidade geométrica); (c) as condições de apoio ou de aplicação de cargas se alteram (não linearidade de contato).

Para estruturas com comportamento não linear, o estado de deformação para uma determinada solicitação não depende apenas do estado de tensão naquele momento, mas de todo o histórico de carregamento do corpo. Desta forma, o problema da não linearidade é de natureza essencialmente incremental (DUTRA, 2014). Como a realização de uma análise não linear deve levar em conta modelos complexos que descrevem o comportamento dos materiais e implica na utilização de um procedimento incremental, tornam-se necessários programas computacionais avançados de análise, que geralmente utilizam o MEF.

Para o estudo numérico de vigas mistas com Crestbond deve ser realizada uma análise não linear para considerar, principalmente, o comportamento elasto-plástico do aço e do concreto. Em função disso, o comportamento destes materiais é discutido nas seções seguintes. Ademais, é apresentado o modelo de plasticidade do concreto utilizado pelo *software* ABAQUS, que foi utilizado no desenvolvimento deste trabalho.

2.5.2 Comportamento elasto-plástico do aço

O aço é um material homogêneo e isotrópico que apresenta comportamento mecânico semelhante quando solicitado por esforços de tração e de compressão. Ao se realizar ensaios uniaxiais em corpos de prova de aço laminado observa-se um comportamento tensão×deformação semelhante ao ilustrado na Figura 2-43. De forma resumida, o material apresenta comportamento elástico linear até uma tensão crítica que caracteriza o início do escoamento (trecho no qual o material sofre deformações plásticas para um nível de tensão constante). Após o escoamento, o aço sofre encruamento (aumento de tensões com a ocorrência de deformações adicionais) até uma tensão máxima ou última.

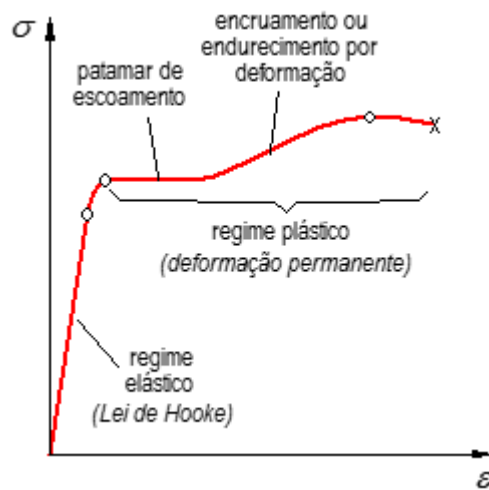


Figura 2-43. Comportamento tensão×deformação típico de aços laminados.

Para a consideração do comportamento do aço em análises não lineares realiza-se uma idealização do comportamento observado experimentalmente, expressa na forma de um modelo matemático denominado *modelo constitutivo*. Na literatura técnica são encontrados diversos modelos para representar o comportamento do aço. Dentre esses modelos, destacam-se aqui os modelos elasto-plástico perfeito e elasto-plástico com encruamento (Figura 2-44).

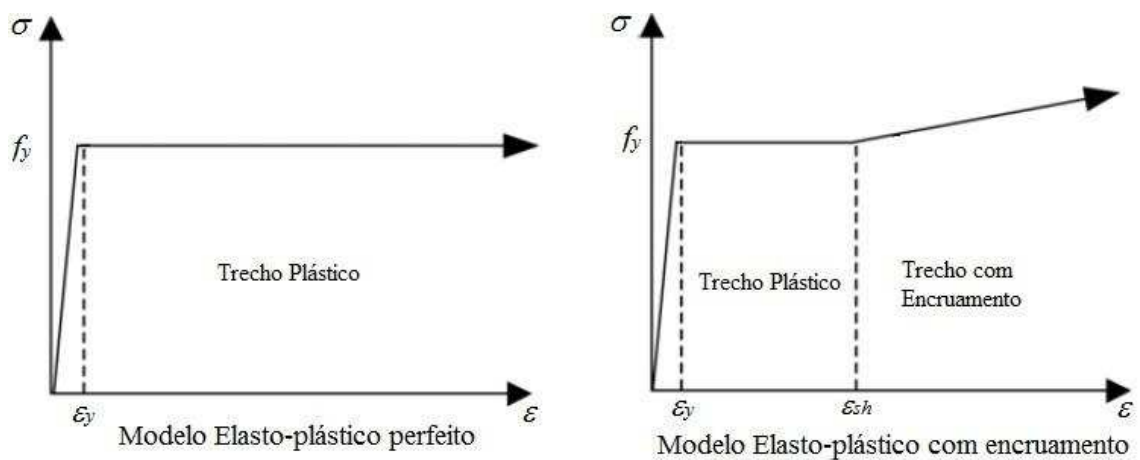


Figura 2-44. Comportamento tensão×deformação de modelos constitutivos usuais para aço.

Estes são os modelos básicos para simulação do comportamento do aço e outros modelos mais complexos derivam destes. Pode-se incorporar modificações a esses modelos para, por exemplo, considerar tensões residuais no material e outras imperfeições e efeitos não considerados diretamente no modelo numérico. Modelos que consideram essas imperfeições foram utilizados nos trabalhos de Almeida (2012) e Dutra (2014).

Byfield e Dhanalakshmi (2002) apresentam considerações importantes sobre a extensão do patamar de escoamento e o módulo de encruamento do aço (inclinação do trecho de encruamento no diagrama tensão×deformação). Após avaliarem resultados de 50 ensaios de tração uniaxial em corpos de prova de aço, tomados de perfis laminados de seção I e H com diferentes espessuras e resistências ao escoamento, estes autores observaram que o módulo de encruamento apresentou valores próximos em todos os ensaios, independentemente da espessura do corpo de prova ou do aço utilizado (Figura 2-45).

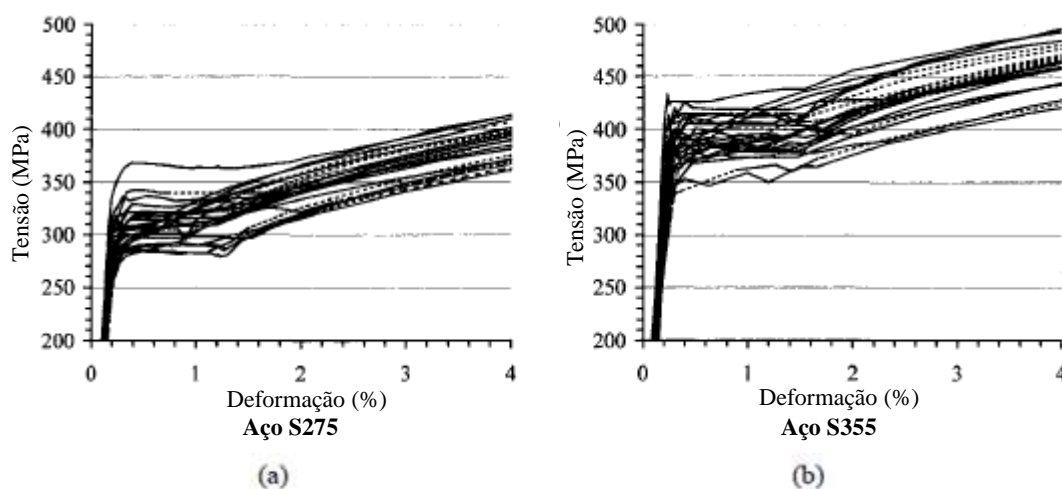


Figura 2-45. Resultados de ensaios de tração uniaxial em corpos de prova de aço: (a) Aço S275; (b) Aço S355 (Adaptado de BYFIELD e DHANALAKSHMI, 2002)

Com base nos resultados obtidos, Byfield e Dhanalakshmi (2002) sugerem a adoção do valor do módulo de encruamento como sendo 2700 N/mm^2 , quando não houverem resultados experimentais mais adequados. Os autores observaram, ainda, que o início do encruamento (ϵ_{sh}) se deu para deformações de cerca de seis vezes a deformação de início do escoamento (ϵ_y).

Lawson e Saverirajan (2011) desenvolveram um método para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto baseado numa distribuição elastoplástica de tensões (GONÇALVES, 2015). Para seu trabalho utilizaram um modelo constitutivo do aço baseado nas observações de Byfield e Dhanalakshmi (2002).

2.5.3 Comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial

Ao contrário do aço, o concreto é um material que possui comportamento distinto quando solicitado por esforços de tração ou de compressão, razão pela qual estudam-se modelos diferentes para descrever a resposta do material sob um ou outro esforço. Nesta seção

apresenta-se o comportamento do concreto quando submetido a esforços de compressão uniaxial. Na seção seguinte, apresenta-se o comportamento do concreto quando submetido a esforços de tração uniaxial.

De forma geral, o concreto é um material mais complexo do que aço. Seu comportamento mecânico é função de diversos parâmetros como o tipo de cimento e dos agregados utilizados, a idade do concreto, o tempo de duração do carregamento, entre outros. Por estas razões, associadas ao comportamento diferencial do material frente ao tipo de sollicitação, os modelos constitutivos para concreto são mais complexos do que os de aço. Além disso, no que se refere à análise numérica, os problemas relacionados à não linearidade do concreto tendem a consumir mais recursos do que os relacionados ao comportamento do aço.

O comportamento tensão×deformação do concreto na compressão é abordado nas subseções seguintes, com a apresentação de modelos constitutivos encontrados na literatura técnica.

2.5.3.1 Modelo constitutivo do *Model Code* 2010

O *Model Code* 2010 (FIB, 2011) apresenta um modelo constitutivo para concreto submetido à compressão para utilização em análises numéricas. O comportamento tensão×deformação proposto para o concreto comprimido é o que está ilustrado na Figura 2-46.

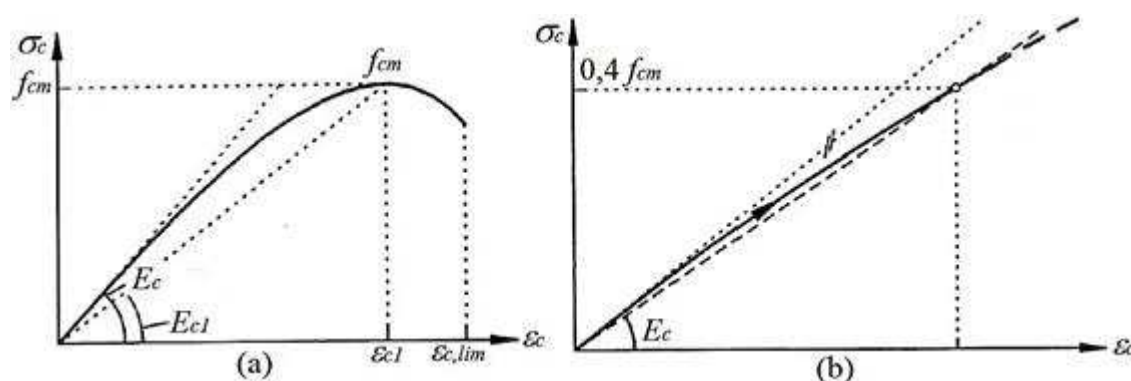


Figura 2-46. (a) Comportamento tensão×deformação do concreto comprimido; (b) trecho inicial, que pode ser considerado linear elástico (FIB, 2011)

Na Figura 2-46 pode-se observar três trechos distintos no diagrama tensão×deformação: (a) um trecho inicial elástico, que pode ser considerado linear, que se estende até uma tensão de compressão igual a 40% da resistência média à compressão (f_{cm}); (b) um trecho não linear de encruamento, que se estende do término do trecho linear até à tensão de

pico; e (c) um trecho de amolecimento após a tensão de pico, caracterizado por redução das tensões com o acréscimo de deformações.

Matematicamente, o trecho linear inicial pode ser representado pelo módulo de elasticidade secante para $0,4f_{cm}$. Os trechos de encruamento e amolecimento são expressos por meio de uma função parabólica com vértice na tensão de pico.

De acordo com o *Model Code* 2010 (FIB, 2011) a resistência média à compressão do concreto (f_{cm}) e os módulos de elasticidade tangente inicial (E_{ci}) e secante (E_c) podem ser calculados utilizando-se as Equações (5), (6) e (7), respectivamente:

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (5)$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão; e

$\Delta f = 8$ MPa.

$$E_{ci} = E_{c0} \alpha_E \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{1/3} \quad (6)$$

$E_{c0} = 21,5$ GPa;

α_E é um coeficiente que depende do tipo de agregado utilizado na confecção do concreto (tendo valor unitário para agregados de quartzo);

$$E_c = \alpha_i E_{ci} \quad (7)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{cm}}{88} \leq 1,0$$

A função parabólica que descreve os trechos de encruamento e amolecimento do concreto é fornecida pelo *Model Code* 2010 (FIB, 2011), dada por:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \quad (8)$$

onde:

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

$$k = E_{ci} / E_{c1} ;$$

ε_c é a deformação de compressão do concreto;

ε_{c1} é a deformação de compressão do concreto correspondente à máxima tensão de compressão (Tabela 2-1);

A norma permite que se considere uma relação linear entre tensões e deformações para tensões de compressão menores que 50% da tensão característica do concreto (f_{ck}). O módulo de elasticidade a ser adotado neste trecho é o valor secante (E_{cs}) dado pela Eq. (9):

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (9)$$

sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

$$E_{ci} = \begin{cases} \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}} & \text{para } 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 21500 \times \alpha_E \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} & \text{para } 55 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases}$$

α_E é um coeficiente que depende do tipo de agregado utilizado na confecção do concreto (tendo valor unitário para agregados de granito e gnaiss).

A função parabólica que define o comportamento tensão×deformação do final do trecho linear até à tensão de pico é dada pela Eq. (10):

$$\sigma_c = f_{ck} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (10)$$

onde:

$$n = \begin{cases} 2 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1,4 + 23,4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

ε_c é a deformação de compressão do concreto;

ε_{c2} é a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

ε_{cu} é a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura;

$$\varepsilon_{c2} = \begin{cases} 2\text{‰} & f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2\text{‰} + 0,085\text{‰} (f_{ck} - 50)^{0,53} & f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} 3,5\text{‰} & f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,6\text{‰} + 35\text{‰} \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

2.5.4 Comportamento do concreto submetido à tração uniaxial

2.5.4.1 Modelo constitutivo do *Model Code 2010*

O *Model Code 2010* (FIB, 2011) propõe um modelo para representação do comportamento do concreto tracionado dividido em duas partes (Figura 2-48). A primeira se refere ao comportamento do material na fase pré-pico, antes das tensões de tração (σ_{ct}) atingirem a resistência média do concreto tracionado (f_{ctm}). A segunda parte se refere ao comportamento do concreto na fase pós-pico.

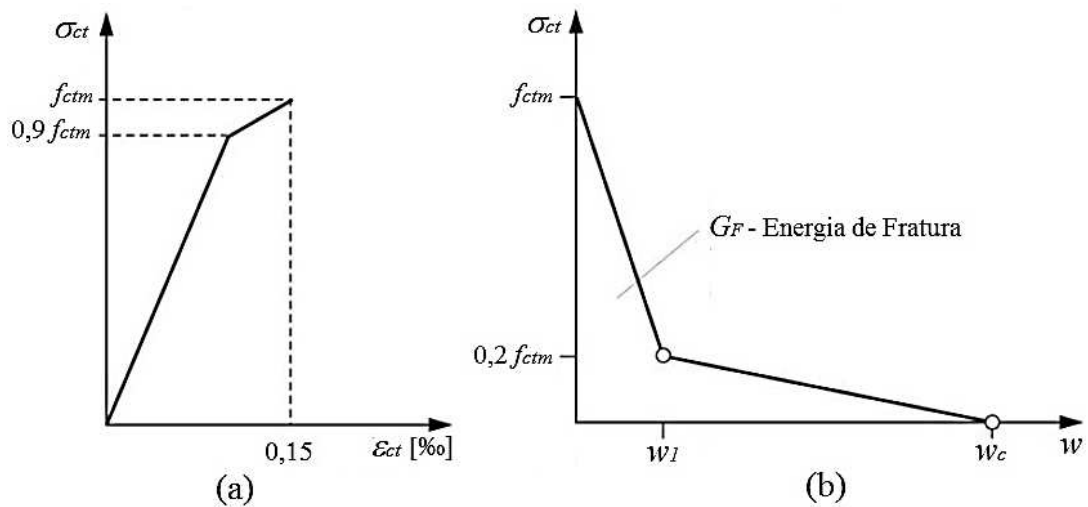


Figura 2-48. (a) comportamento tensão×deformação do concreto tracionado antes do pico; (b) comportamento tensão×abertura de fissuras do concreto tracionado após o pico (FIB, 2011).

O comportamento pré-pico é representado por um diagrama tensão×deformação bilinear (Figura 2-48.a). O trecho inicial deste diagrama é elástico-linear, sendo definido pela lei de Hooke, considerando-se o módulo de elasticidade tangente inicial (Eq. (6)). Este trecho inicial é interrompido na tensão igual a 90% da resistência média à tração. O trecho final do diagrama é definido pelo ponto de pico, com tensão igual à resistência média à tração (f_{ctm}) e deformação específica de alongamento (ϵ_{ct}) igual a 0,15 %. Desta forma, este diagrama bilinear é definido pela Eq. (11):

$$\sigma_{ct} = \begin{cases} E_{ci} \epsilon_{ct} & \text{para } \sigma_{ct} \leq 0,9 f_{ctm} \\ f_{ctm} \left(1 - 0,1 \frac{0,00015 - \epsilon_{ct}}{0,00015 - 0,9 (f_{ctm} / E_{ci})} \right) & \text{para } 0,9 f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm} \end{cases} \quad (11)$$

onde:

$$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3};$$

ε_{ct} é a deformação de alongamento na tração;

σ_{ct} é a tensão de tração no concreto.

O comportamento pós-pico é representado por um diagrama tensão×abertura de fissuras, também bilinear (Figura 2-48.b). Este diagrama pode ser definido matematicamente pela Eq. (12):

$$\sigma_{ct} = \begin{cases} f_{ctm} \left(1 - 0,8 \frac{w}{w_1} \right) & \text{para } w \leq w_1 \\ f_{ctm} \left(0,25 - 0,05 \frac{w}{w_1} \right) & \text{para } w_1 < w \leq w_c \end{cases} \quad (12)$$

sendo:

$$w_1 = \frac{G_F}{f_{ctm}};$$

$$w_c = \frac{5G_F}{f_{ctm}};$$

$$G_F = 73 f_{cm}^{0,18};$$

w é a abertura de fissuras; e

G_F é a energia de fratura, dada em N/m para f_{cm} em MPa.

A energia de fratura é o valor numérico da área sob a curva tensão×abertura de fissuras.

2.5.4.2 Modelo proposto por Hordijk (1991)

Cornelissen *et al.* (1986) realizaram uma série ensaios de tração em corpos de prova de concreto para investigar o comportamento pós-pico do material. Com os resultados obtidos, os autores propuseram um modelo de comportamento tensão×abertura de fissuras para o trecho pós-pico do concreto tracionado, governado por uma equação exponencial.

Hordijk (1991) verificou a aplicabilidade do modelo de Cornelissen *et al.* (1986) com diversos resultados de outros autores com concretos de diferentes tipos (agregados leves, reforçados com fibra, sujeitos a diferentes condições de ensaio, etc) e propôs algumas modificações no modelo original. Os resultados obtidos evidenciaram uma excelente correlação do modelo de Hordijk (1991) com todos os dados estudados.

A curva tensão×abertura de fissuras proposta por Hordijk (1991) é expressa pela Eq. (13):

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left\{ \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp\left(-c_2 \frac{w}{w_c}\right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \right\} \quad (13)$$

onde:

$$w_c = \frac{5,14 G_F}{f_{ctm}};$$

w é a abertura de fissuras;

G_F é a energia de fratura;

c_1 e c_2 são constantes definidas por Hordijk (1991) ($c_1 = 3,00$ e $c_2 = 6,93$).

Na Figura 2-49 são apresentados os modelos do *Model Code 2010* (FIB, 2011) e de Hordijk (1991), para um concreto com resistência média à compressão de 50 MPa.

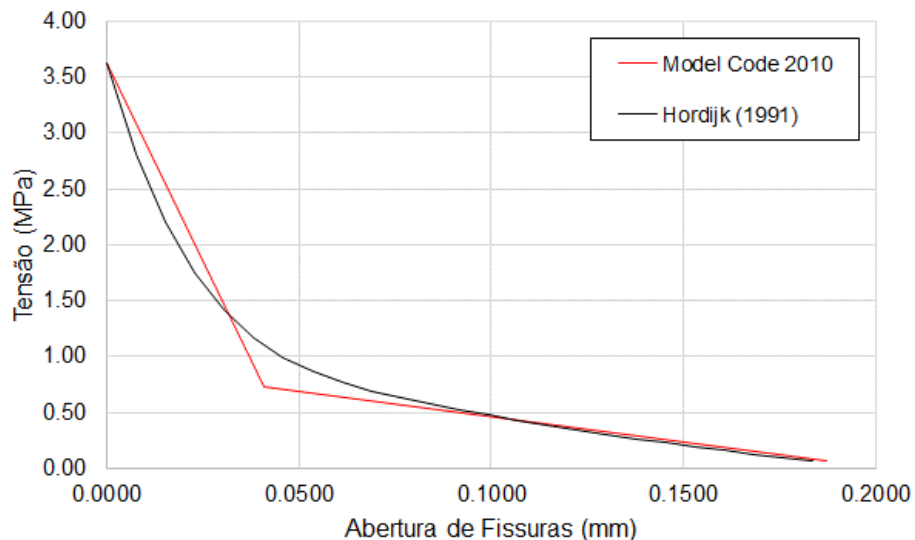


Figura 2-49. Comparativo entre o modelo constitutivo proposto pelo Model Code 2010 (FIB, 2011) e o de Hordijk (1991), para um mesmo concreto.

Um aspecto da utilização do modelo de Hordijk (1991) é que o autor não especifica uma formulação para a obtenção dos parâmetros de entrada (f_{ct} e G_F), sendo possível trabalhar com equações de diferentes fontes e verificar seu desempenho nos modelos em estudo. No caso do comparativo apresentado na Figura 2-49 foram utilizadas as equações do *Model Code 2010*, apresentadas nas seções 2.5.3.1 e 2.5.4.1.

2.5.5 Comportamento do concreto submetido a carregamento biaxial

Nos últimos anos, diversos estudos foram realizados buscando investigar o comportamento mecânico do concreto sob carregamento biaxial e triaxial. Resultados

experimentais obtidos destes estudos mostram que, quando o concreto é solicitado multiaxialmente, seu comportamento mecânico difere daquele observado frente a esforços uniaxiais (BONO, 2008).

Quando se realizam estudos do comportamento de um material submetido a carregamento multiaxial é importante definir a relação segundo a qual o aumento de tensão é promovido em cada eixo.

Na Figura 2-50 é apresentado um gráfico do comportamento tensão×deformação do concreto submetido a compressão biaxial. As curvas apresentadas são obtidas representando-se o valor da tensão principal normalizada no eixo das ordenadas e a deformação principal correspondente no eixo das abscissas. O comportamento tensão×deformação é representado para as três direções principais e para três relações entre os carregamentos aplicados: (a) as curvas azuis representam a situação na qual o carregamento na direção **1** é aplicado com o dobro do valor do carregamento na direção **2**; (b) as curvas rosas representam a situação na qual o carregamento na direção **1** é aplicado com o mesmo valor do carregamento na direção **2**; e (c) as curvas verdes representam a situação na qual somente é aplicado o carregamento na direção **1** (carregamento uniaxial).

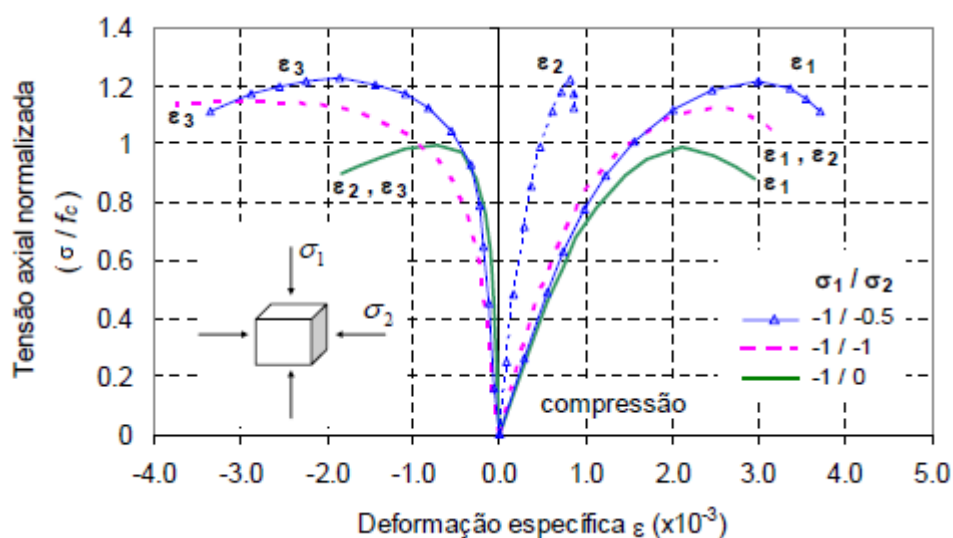


Figura 2-50. Comportamento tensão×deformação do concreto submetido a compressão biaxial (KUPFER *et al.*, 1969 *apud* BONO, 2008)⁴.

⁴ KUPFER, H.; HILSDORF, H. K.; RÜSCH, H. Behavior of Concrete under Biaxial Stresses. ACI Journal; vol. 66; no. 66; Agosto, 1969; p. 656-666.

Observa-se que a resistência do concreto em compressão biaxial com relação $\sigma_2/\sigma_1 = 1$, é aproximadamente 16% maior do que a resistência obtida no ensaio de compressão uniaxial (CHEN, 2007). O *Model Code 2010* (FIB, 2011) apresenta essa relação como função da resistência do concreto, de forma que o aumento da resistência na compressão biaxial situa-se entre 12% e 20% para concretos de até 80 MPa. Para $\sigma_2/\sigma_1 = 0,5$, este aumento de resistência é de aproximadamente 25%.

Na Figura 2-51 é apresentado um gráfico do comportamento tensão×deformação do concreto submetido a um estado de carregamento biaxial com um esforço de compressão atuando ortogonalmente a um esforço de tração. As curvas representadas na Figura 2-51 são semelhantes às aquelas apresentadas na Figura 2-50 para outras relações de incremento das tensões principais. A tensão σ_1 é de compressão, enquanto a tensão σ_2 é de tração.

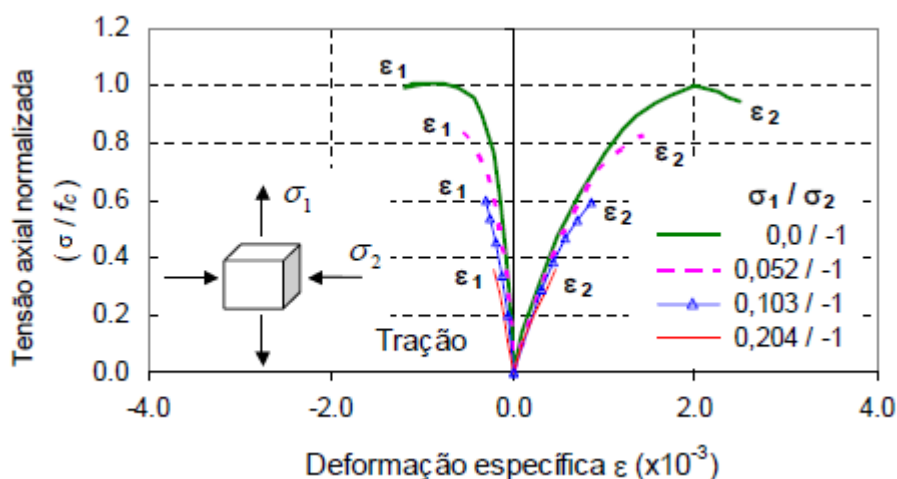


Figura 2-51. Comportamento tensão×deformação do concreto submetido a um estado biaxial de tração e compressão (KUPFER *et al.*, 1969 *apud* BONO, 2008).

Observa-se que a presença da tensão de tração provoca a ruptura do concreto para valores menores do que os observados em um ensaio uniaxial. Ainda, quanto maior for o valor da tensão de tração, menor será a resistência do concreto (CHEN, 2007).

Na Figura 2-52 é apresentado um gráfico do comportamento tensão×deformação do concreto submetido a tração biaxial.

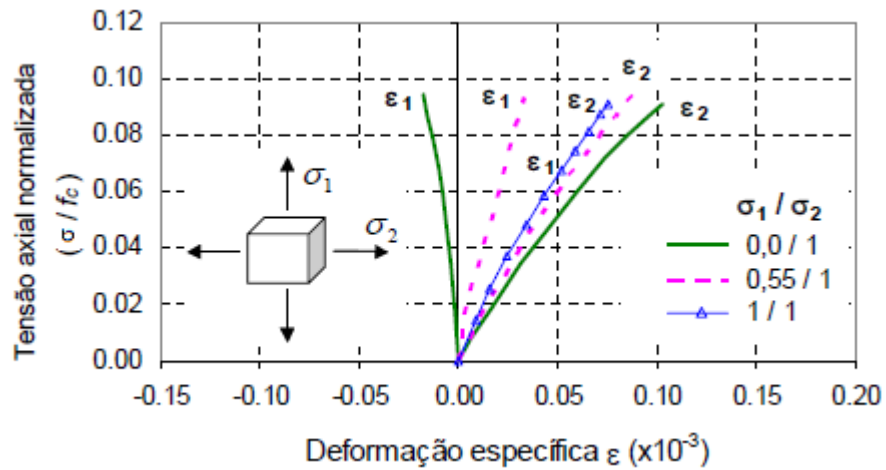


Figura 2-52. Comportamento tensão×deformação do concreto submetido a tração biaxial (KUPFER *et al.*, 1969 *apud* BONO, 2008).

Observa-se que para o concreto submetido a um estado biaxial de tração, a resistência obtida é praticamente a mesma obtida em ensaios uniaxiais. Em outras palavras, a presença de esforço de tração simultaneamente em diferentes direções não provoca alterações significativas na resistência à tração do concreto.

Com base nos resultados apresentados anteriormente é possível traçar a envoltória de ruptura para o concreto submetido a um estado biaxial de tensões (Figura 2-53):

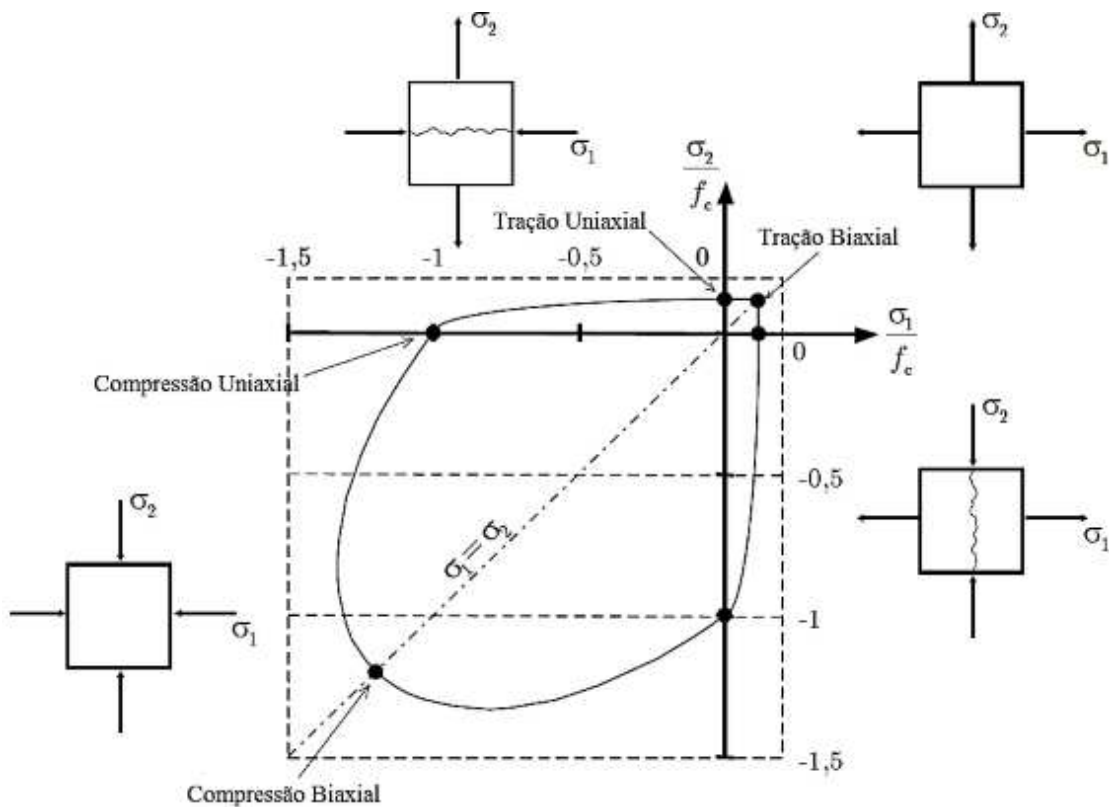


Figura 2-53. Envoltória de ruptura para o concreto submetido a um estado biaxial de tensões (Adaptado de MALM, 2006).

Nos quadrantes onde ocorrem tensões de tração, a ruptura do concreto é governada pela fissuração provocada pelas tensões de tração. No primeiro quadrante as fissuras serão perpendiculares ao plano formado pelas tensões principais, já no segundo e quarto quadrantes serão perpendiculares ao plano que contém as tensões de tração. No terceiro quadrante a ruptura ocorre por esmagamento devido à compressão biaxial (MALM, 2006).

2.5.6 O modelo *Concrete Damaged Plasticity*

Conforme mencionado anteriormente, um dos pontos de maior influência sobre a modelagem de estruturas mistas é a boa representação do comportamento do concreto. Em desenvolvimentos recentes de modelagem numérica com o conector Crestbond, Silva (2013) e Dutra (2014) obtiveram bons resultados com o *software* ABAQUS utilizando o modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), presente na biblioteca do programa.

O termo *Concrete Damaged Plasticity* pode ser traduzido como “plasticidade do concreto danificado”. Como o nome sugere, o modelo foi formulado a partir da teoria da plasticidade e utiliza uma variável escalar, chamada variável de dano, para representar a perda de rigidez do concreto quando solicitado.

Este modelo possibilita a análise do concreto e de outros materiais quase frágeis, como rocha, argamassa e cerâmicas, quando sujeitos a carregamentos estáticos ou dinâmicos (DUTRA, 2014; SIMULIA, 2012a).

2.5.6.1 O conceito de dano no concreto

O dano consiste em uma degradação da rigidez elástica do concreto quando este é submetido a carregamentos de compressão ou de tração. Esta degradação ocorre em função do desenvolvimento de fissuras no material e pode ser observada na Figura 2-54, para o concreto comprimido, e na Figura 2-55, para o concreto tracionado.

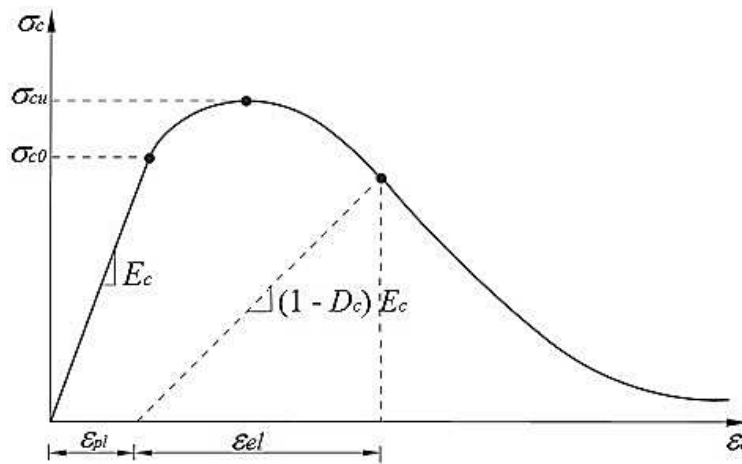


Figura 2-54. Dano no concreto submetido a compressão uniaxial (SIMULIA, 2012a).

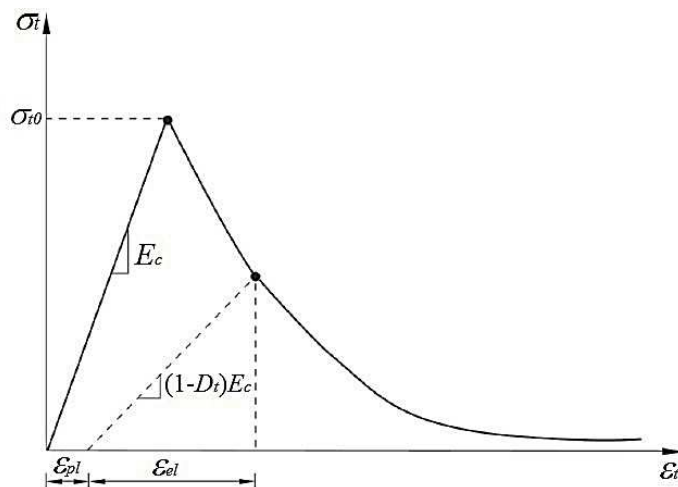


Figura 2-55. Dano no concreto submetido a tração uniaxial (SIMULIA, 2012a).

A magnitude da degradação na rigidez é governada por uma variável escalar de dano, que para o concreto comprimido é D_c e para o concreto tracionado é D_t . Esta variável pode assumir valores que variam de zero, para o material não danificado, a um, para o material danificado (DUTRA, 2014).

De acordo com Pavlovic *et al.* (2013), considera-se que as variáveis de dano à compressão (D_c) e dano à tração (D_t) são nulas para deformações inferiores às correspondentes aos valores máximos de tensão (fase de carregamento pré-pico). Para deformações maiores que as correspondentes às tensões máximas (fase pós-pico), as variáveis de dano podem ser calculadas a partir das Eqs. (14) e (15):

$$D_c = 1 - \frac{f_{cm}}{\sigma_c} \quad (14)$$

$$D_t = 1 - \frac{f_{ctm}}{\sigma_c} \quad (15)$$

2.5.6.2 Critério de plastificação

O modelo CDP utiliza um critério de plastificação baseado em uma função proposta por Lubliner *et al.* (1989), que incorpora modificações sugeridas por Lee e Fenves (1998). Esta função de plastificação representa uma forma geométrica que pode ser formada pela combinação de dois tipos de funções de Drucker-Prager, conforme se ilustra na Figura 2-56 (DUTRA, 2014; SIMULIA, 2012a).

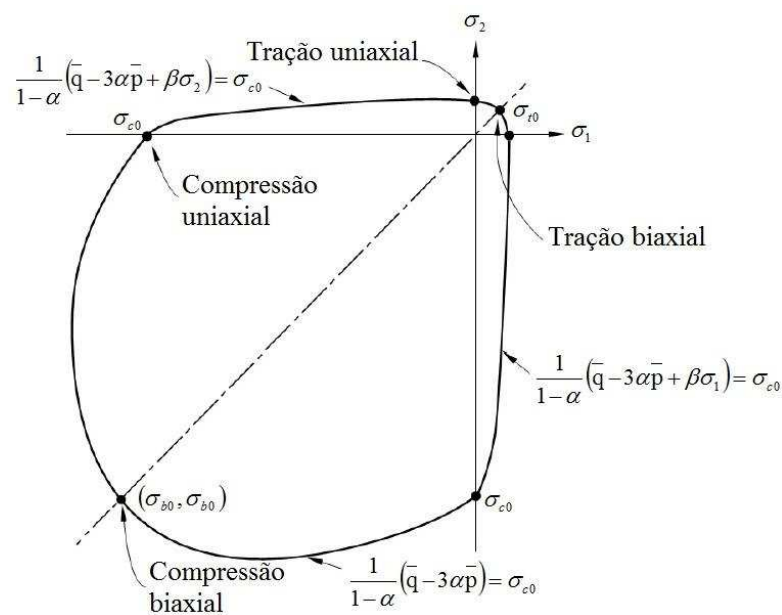


Figura 2-56. Superfície de plastificação do CDP para um estado plano de tensões (SIMULIA, 2012a).

Segue-se a descrição dos parâmetros apresentados na Figura 2-56:

- α é um coeficiente adimensional dado por $\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2 \cdot \sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$, onde $0,08 \leq \alpha \leq 0,15$;
- σ_{c0} é a tensão de compressão uniaxial correspondente ao início da plastificação do concreto;
- σ_{t0} é a tensão de tração uniaxial correspondente à falha do concreto por fissuração;
- σ_{b0} é a tensão de compressão biaxial correspondente ao início da plastificação do concreto;

β é um coeficiente adimensional dado por $\beta = \frac{\bar{\sigma}_c}{\sigma_t} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$, onde $\bar{\sigma}_c$ e

$\bar{\sigma}_t$ são as tensões efetivas de compressão e tração no concreto;

\bar{p} é uma variável relacionada com o primeiro invariante do tensor de tensões

$$(I_1): \bar{p} = -\frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = -\frac{1}{3}I_1;$$

\bar{q} é uma variável relacionada com o segundo invariante do tensor desviador

$$(J_2): \bar{q} = \sqrt{3J_2}; \text{ e}$$

σ_1 e σ_2 são as tensões principais para um estado plano de tensões.

2.5.6.3 Parâmetros do CDP

Ao se utilizar o modelo CDP é necessário informar os valores de alguns parâmetros adicionais que caracterizam o comportamento mecânico do concreto. Esses dados adicionais possibilitam a expansão das equações que governam o comportamento do material submetido a um estado uniaxial de tensões para o estado multiaxial (AGUIAR, 2015). Os parâmetros mencionados são o ângulo de dilatação, a excentricidade, a relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial, o fator de forma e o parâmetro de viscosidade.

a) Ângulo de dilatação e excentricidade

O ângulo de dilatação (ψ) e a excentricidade (ϵ) são fatores que influenciam a função de fluxo plástico (G) no modelo CDP. Esta função governa a evolução das deformações inelásticas durante o processo de fissuração do concreto. O CDP utiliza uma função hiperbólica de Drucker-Prager (Eq. (16)) para definir o fluxo plástico (MALM, 2006).

$$G = \sqrt{(\epsilon f_{to} \cdot \tan \psi)^2 + \bar{q}^{-2} - \bar{p}^{-2} \cdot \tan \psi} \quad (16)$$

A função G pode ser representada no plano \bar{p} e \bar{q} (Figura 2-57).

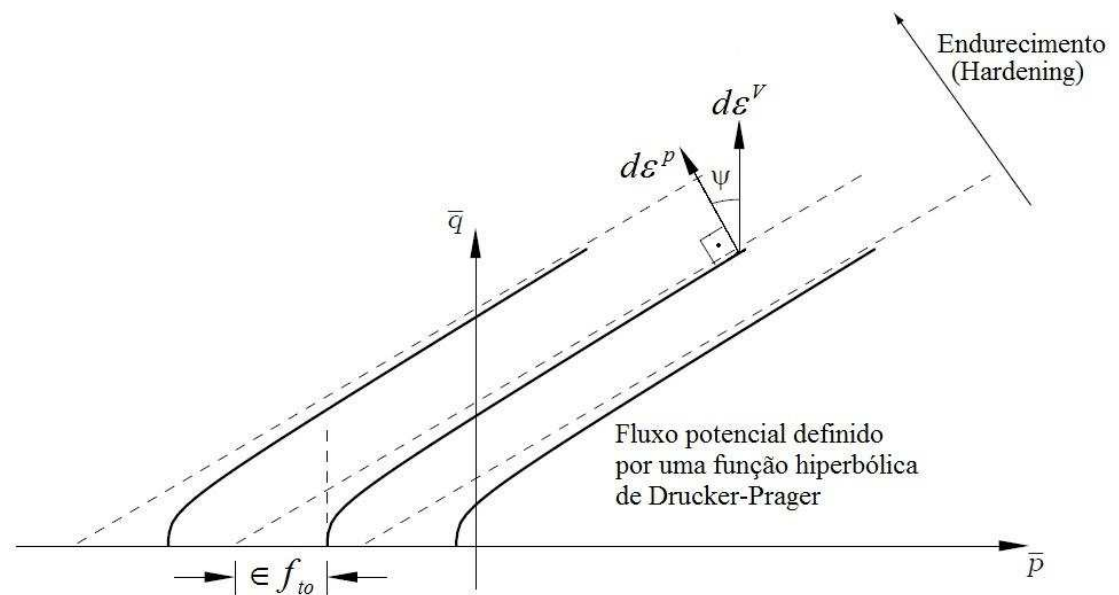


Figura 2-57. Função do fluxo potencial plástico no plano meridional (Adaptado de MALM, 2006).

A excentricidade é uma medida da distância entre o vértice da hipérbole de Drucker-Prager e a assíntota que a define. Já o ângulo de dilatação é o desvio angular entre o vetor das deformações plásticas do concreto ($d\varepsilon^p$) e o vetor das deformações volumétricas no concreto ($d\varepsilon^v$) para altas tensões de confinamento (região da função de fluxo plástico que tende à assíntota).

Valores pequenos para o ângulo de dilatação, em torno de 10° , estão relacionados com concretos de comportamento frágil. Por outro lado, a adoção de valores altos, em torno de 40° , se relacionam com o comportamento dúctil do material (MALM, 2009). Na literatura técnica encontram-se sugestões de utilização de valores diversos para o ângulo de dilatação. Jankowiak e Lodygowski (2005), Malm (2009) e Pavlovic *et al.* (2013) recomendam a utilização de um ângulo de dilatação com valor entre 36° e 38° , enquanto Oller (2014) propõe que o ângulo de dilatação não deve ser superior a 13° .

Quanto à excentricidade, quanto menor o seu valor, mais rapidamente a função de potencial plástico se aproxima de uma assíntota. Dessa forma, um aumento no valor da excentricidade produz um aumento na inclinação do potencial plástico quando o concreto está submetido a baixas tensões de confinamento (MALM, 2006). Na literatura técnica poucas referências fazem menção aos efeitos observados para diferentes valores de excentricidade. Assim sendo, na maioria dos casos, utiliza-se o valor padrão do *software* ABAQUS ($\epsilon = 0,1$).

b) Relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial

A relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial foi abordada anteriormente no item 2.5.5 (ver Figura 2-50). O valor padrão que o *software* ABAQUS adota para este parâmetro é de 1,16, coincidente com o obtido nos ensaios realizados por Kupfer *et al.* (1969) *apud* Bono (2008). Caso o usuário deseje adotar valores diferentes, podem ser consultadas as equações apresentadas pelo *Model Code* 2010 (FIB, 2011) que são função da resistência do concreto.

c) Fator de forma

O fator de forma (K) é o parâmetro utilizado pelo CDP para definir o formato da superfície de falha do concreto. Matematicamente, este parâmetro mede a razão entre o segundo invariante de tensões no meridiano de tração (ρ_t) e o segundo invariante de tensões no meridiano de compressão (ρ_c), sendo expresso pela Eq. (17) (SIMULIA, 2012a):

$$K = \frac{\rho_t}{\rho_c} \quad (17)$$

O valor de K deve estar contido no intervalo $0,5 \leq K \leq 1,0$, sendo o valor padrão adotado pelo *software* ABAQUS de $2/3$. O efeito de variação do fator de forma sobre a superfície de falha pode ser observado na Figura 2-58, que representa a interseção dessa superfície com o plano octaédrico:

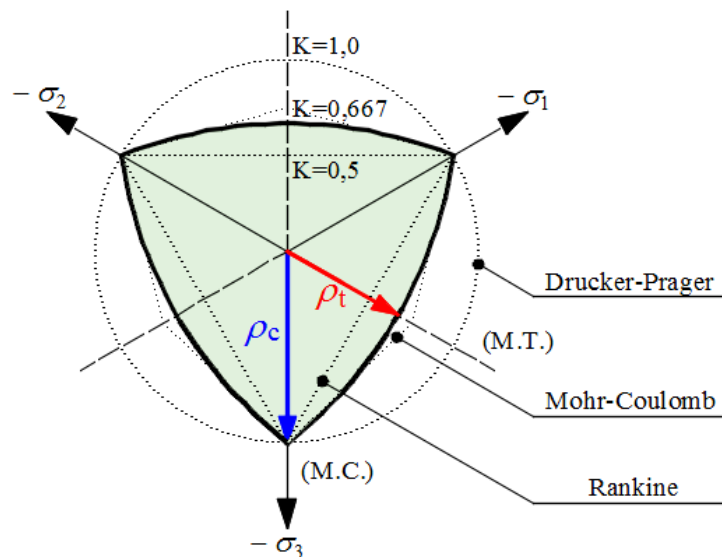


Figura 2-58. Variação, no plano octaédrico, da superfície de falha utilizada pelo CDP em função do parâmetro de forma K .

Observa-se que ao utilizar $K = 0,5$ a superfície de falha apresentará, no plano octaédrico, a forma de um triângulo, ou seja, será equivalente à superfície obtida utilizando-se o critério de falha de Rankine. Para $K = 1,0$ a superfície de falha apresentará, no plano octaédrico, um formato circular, ou seja, será equivalente à superfície obtida da utilização do critério de falha de Drucker-Prager. Utilizando-se o valor padrão do *software* ($K = 2/3$) a superfície de falha apresentará um formato intermediário entre um triângulo e um círculo. Observa-se que este formato é próximo da superfície de falha proposta por Mohr-Coulomb.

d) Parâmetro de viscosidade

O parâmetro de viscosidade (μ) pode ser utilizado para superar eventuais dificuldades de convergência, típicas de modelos com degradação da rigidez, por meio de uma regularização visco-plástica das equações constitutivas (SIMULIA, 2012a). Esta regularização consiste em permitir que tensões atinjam valores fora da superfície de escoamento sem comprometer os resultados obtidos.

A influência do parâmetro de viscosidade no comportamento mecânico do concreto pode ser verificada na Figura 2-59. Nesta figura, encontra-se ilustrado o resultado de um estudo da influência do parâmetro de viscosidade sobre o comportamento de um prisma retângular de concreto ($f_{cm} = 38$ MPa), com razão de aspecto 1:2 (base:altura), submetido a compressão. O modelo constitutivo utilizado foi o do *Model Code 2010* (FIB, 2011).

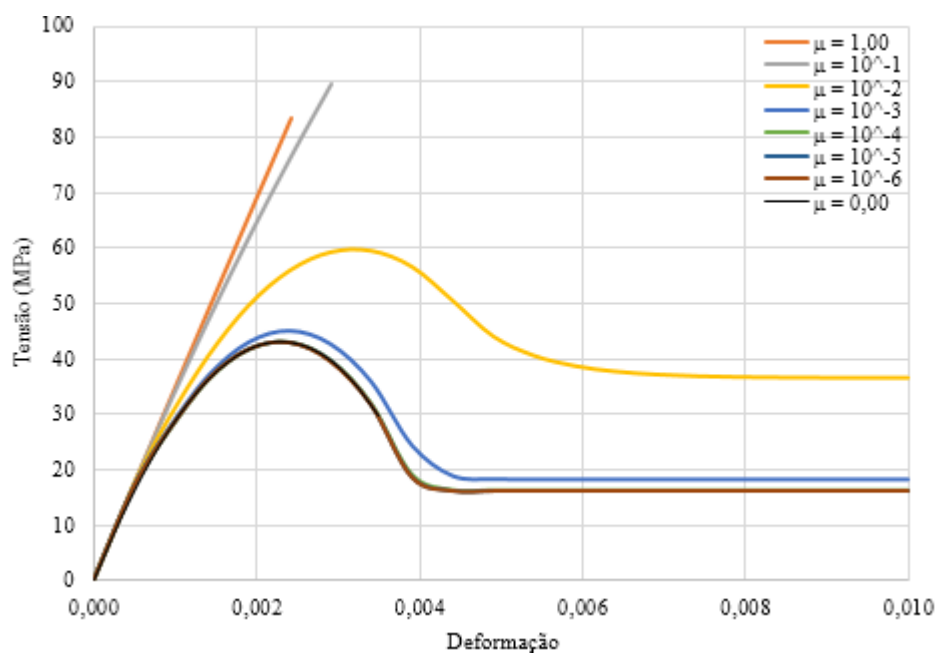


Figura 2-59. Estudo da influência do parâmetro de viscosidade no ensaio de compressão de um cubo de concreto.

Pode-se observar que para valores do parâmetro de viscosidade entre 0 e 10^{-4} , os resultados obtidos convergiram para um valor comum. Para valores maiores do que este observa-se que a curva tensão×deformação se altera, provocando um efeito aparente de aumento da capacidade resistente do material.

Quando o valor do parâmetro de viscosidade é unitário o material comporta-se como elástico-linear. Por isso, a escolha de valores para este parâmetro deve ser cuidadosa. A adoção de valores pequenos permite uma melhoria na taxa de convergência e no tempo de processamento sem comprometer os resultados. Todavia, a adoção de valores mais elevados para o parâmetro de viscosidade pode alterar os resultados de forma considerável.

3 **MODELO NUMÉRICO DE VIGA MISTA COM CRESTBOND**

3.1 Considerações iniciais

A utilização de modelagem numérica permite o estudo do comportamento de estruturas com um consumo de recursos menor do que o necessário para a realização de ensaios experimentais com corpos de prova em tamanho real. Todavia, para que se possa utilizar modelos numéricos com esta finalidade, deve-se comprovar que eles são capazes de representar corretamente o comportamento de uma estrutura real. Essa comprovação, chamada de validação do modelo, é realizada comparando-se resultados numéricos, obtidos do modelo computacional, com resultados experimentais, obtidos do ensaio de corpos de prova reais.

Neste trabalho, realizou-se um estudo numérico, utilizando-se o MEF, da influência de alguns parâmetros no comportamento do conector Crestbond quando utilizado em vigas mistas de aço e concreto. Este estudo de variação de parâmetros é apresentado no *Capítulo 4*.

Para a realização do estudo paramétrico, foi desenvolvido um modelo numérico de viga mista com o conector Crestbond, cuja validação é realizada com base nos modelos experimentais de Alves (2014).

A modelagem numérica foi realizada utilizando-se o software ABAQUS, um programa de análise avançada pelo método dos elementos finitos que incorpora amplos recursos de pré e pós-processamento gráfico, que facilitam muito o processo de criação do modelo e de tratamento e avaliação dos resultados.

Para a modelagem de vigas mistas com o conector Crestbond foram adotadas algumas considerações e estratégias apresentadas por Silva (2013) e por Dutra (2014), que desenvolveram modelos para a simulação de ensaios *push-out* com Crestbond, utilizando também o ABAQUS.

Neste capítulo é apresentado o modelo numérico de elementos finitos desenvolvido neste trabalho. Nas seções seguintes são apresentadas as características geométricas, os modelos constitutivos para os materiais, particularidades da malha de elementos finitos adotados e as condições de contorno utilizadas no modelo validado com os experimentos de Alves (2014). São realizadas algumas considerações importantes sobre modelagem numérica que foram observadas durante o processo de validação do modelo. No final do capítulo é apresentada uma comparação entre os resultados numéricos obtidos e os resultados experimentais de Alves (2014).

As particularidades dos modelos utilizados no estudo de variação de parâmetros são apresentadas no *Capítulo 4*.

3.2 Geometria do Modelo

3.2.1 Geometria das vigas mistas ensaiadas por Alves (2014)

Alves (2014) ensaiou dois corpos de prova de viga mista biapoiada utilizando conector Crestbond com geometrias idênticas. Nesses corpos de prova, o perfil de aço era um IPE 200, com 3,20 m de comprimento total e vão livre de 3,0 m (as vigas se estendem 10 cm além do apoio em cada extremidade).

De forma a evitar a ocorrência de flambagem local provocada por esforços concentrados, foram aplicados enrijecedores de alma constituídos por chapas de 10 mm de espessura nas seções dos apoios. Além disso, foram soldadas chapas de base nas extremidades da viga, com espessura de 20 mm e comprimento e largura de 200 mm.

De acordo com Alves (2014), as dimensões da seção transversal da laje de concreto dos corpos de prova ensaiados era de 400×100 mm. Como elemento de ligação da laje com o perfil metálico, foi soldado sobre a mesa superior do perfil metálico, longitudinalmente, um conector Crestbond contínuo do tipo CR40, com chapa de 12 mm de espessura. As relações dimensionais deste conector foram apresentadas anteriormente na Figura 2-12. O conector se estendeu pelo comprimento total da viga (3,20 m), possuindo 37 aberturas formando pinos virtuais de concreto.

O carregamento foi aplicado por meio de duas forças concentradas de mesma intensidade, aplicadas simetricamente em relação ao meio do vão. A distância entre os pontos de aplicação de carga foi de 600 mm (1/5 do vão livre). A força aplicada foi distribuída ao longo da largura da laje utilizando-se cilindros metálicos que se estendiam transversalmente por toda a largura da laje.

As condições de geometria e de carregamento descritas acima são ilustradas esquematicamente nas Figuras 3-1, 3-2, 3-3 e 3-4.

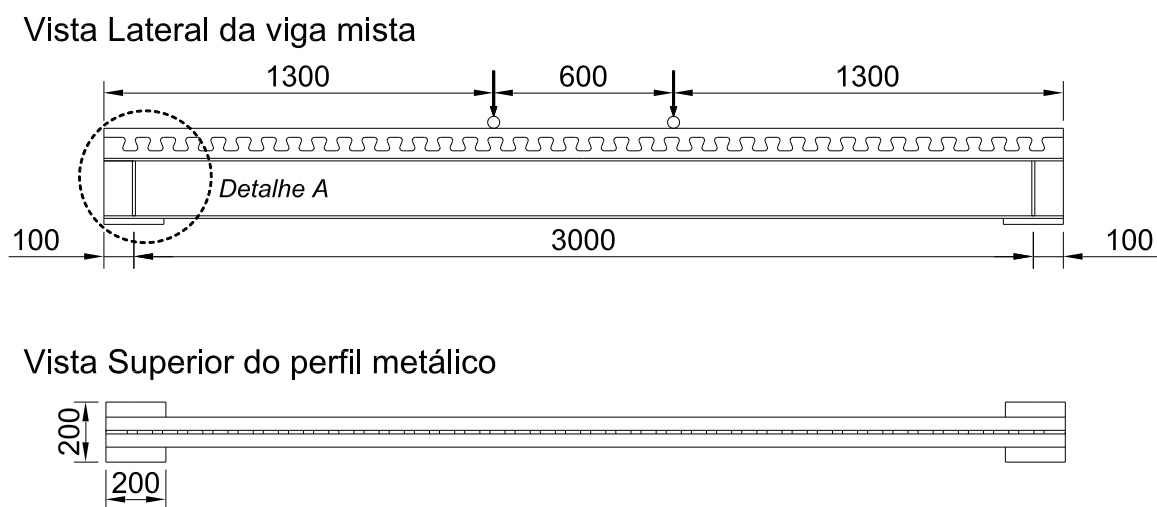


Figura 3-1. Vista lateral da viga mista (geometria e aplicação de carga) e vista superior do perfil metálico (dimensões em mm) ensaiado por Alves (2014).

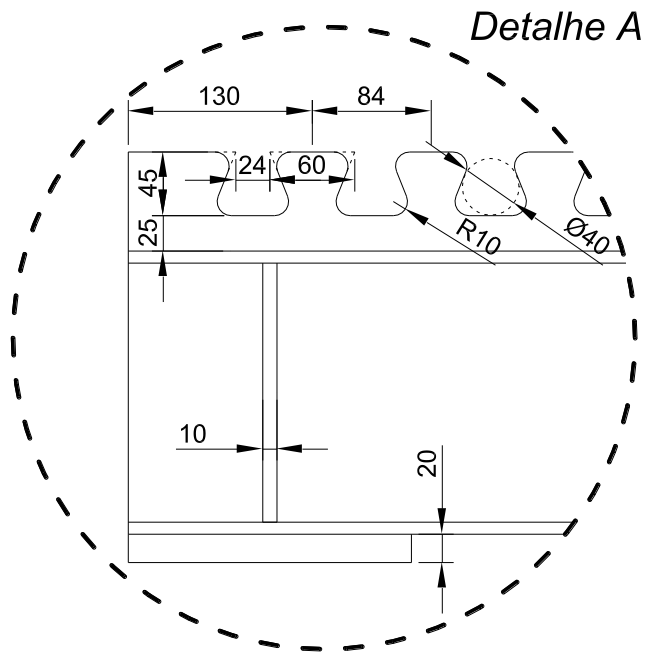


Figura 3-2. Detalhe da região de apoio e das relações dimensionais do conector CR40 (dimensões em mm).

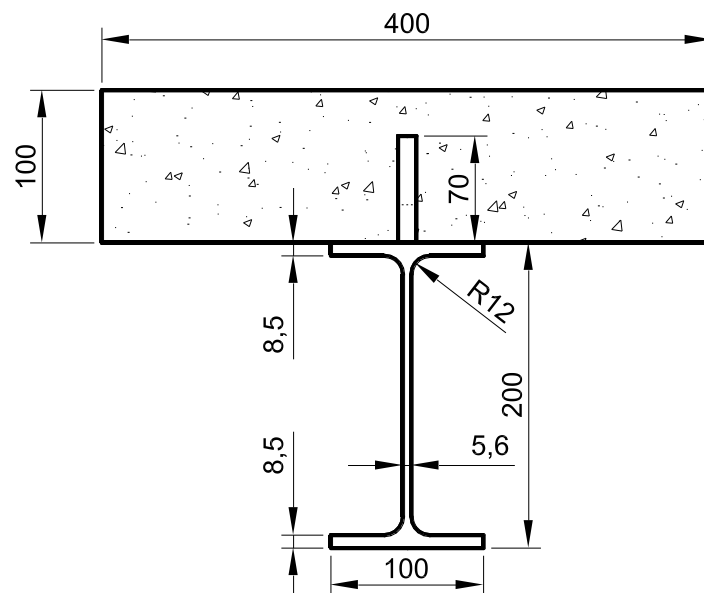


Figura 3-3. Geometria da seção transversal da viga mista (dimensões em mm).

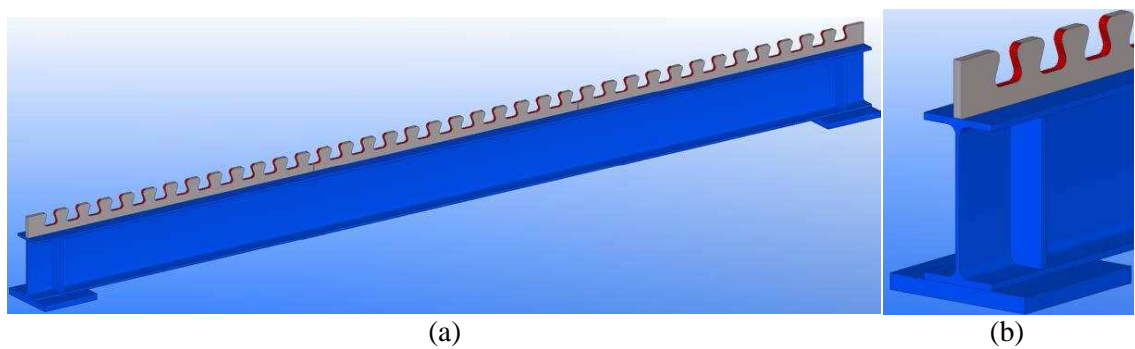


Figura 3-4. Esquemas tridimensionais: (a) viga metálica reforçada com chapas e conector de cisalhamento CR40; (b) Detalhe da região de apoio (ALVES, 2014).

A laje de concreto foi armada longitudinalmente e transversalmente. As duas parcelas de armadura foram constituídas de barras com 6 mm de diâmetro. A armadura longitudinal foi composta por 4 barras que se estendiam ao longo de todo o comprimento da viga (3,20 m). A função desta armadura longitudinal era apenas a de “*porta-estribo*”, não tendo sido dimensionada para esforços de flexão, segundo Alves (2014).

A armadura transversal foi dimensionada pela autora de acordo com os critérios do Eurocódigo 2 (EN 1 992-1-1, 2010), composta por estribos inseridos dentro de cada abertura do conector, espaçados de 84 mm. As dimensões dos estribos foram definidas de modo a respeitar um cobrimento de 20 mm em relação às faces externas da laje, com a excessão da face inferior, em relação à qual o cobrimento foi de 30 mm. Um esquema ilustrativo da armadura na seção transversal da viga mista é apresentado na Figura 3-5.

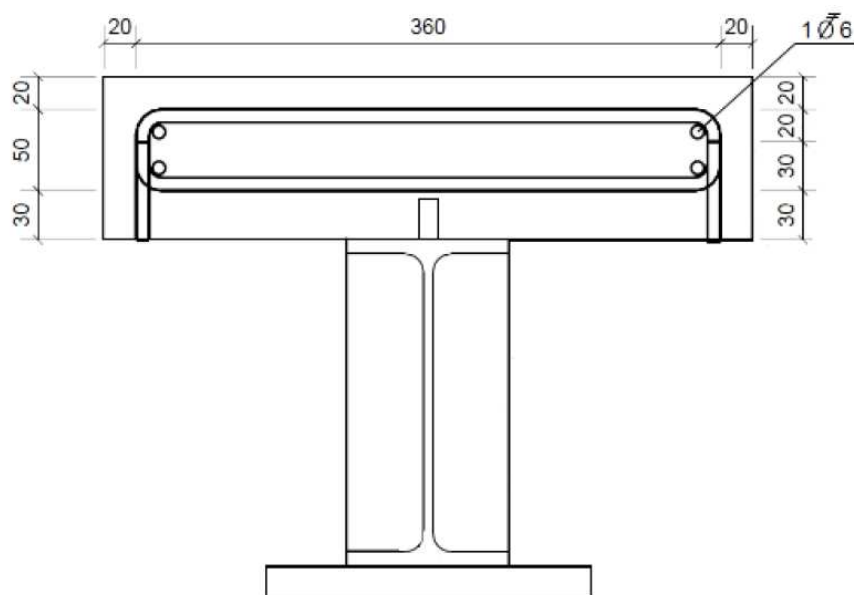


Figura 3-5. Armadura na seção transversal da viga mista (dimensões em mm) (ALVES, 2014).

3.2.2 Construção da geometria do modelo numérico

A primeira etapa na criação de um modelo numérico é a definição de uma forma geométrica que represente adequadamente uma estrutura real. Para o desenvolvimento do modelo numérico de viga mista com conector Crestbond baseou-se na geometria dos experimentos de Alves (2014), apresentada anteriormente.

Cabe observar que a viga mista ensaiada pela autora possuía simetria da geometria e das condições de carregamento em relação a dois planos (representados na cor verde na

Figura 3-6): (a) o plano longitudinal que contém a superfície média da alma do perfil metálico; e (b) o plano transversal situado na seção central da viga.

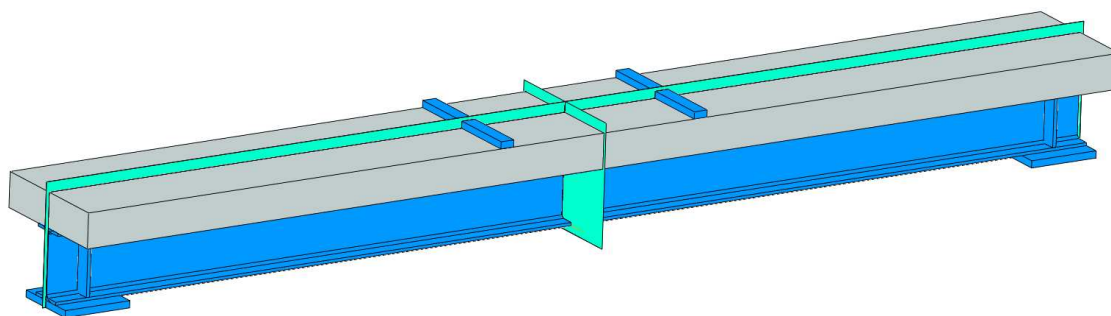


Figura 3-6. Planos de simetria do modelo de viga mista.

Em termos de modelagem numérica, a consideração das condições de simetria é útil, pois permite a análise de apenas parte do modelo completo, o que proporciona economia de tempo e recursos computacionais. Desta forma, modelou-se apenas um quarto da viga completa (Figura 3-7).

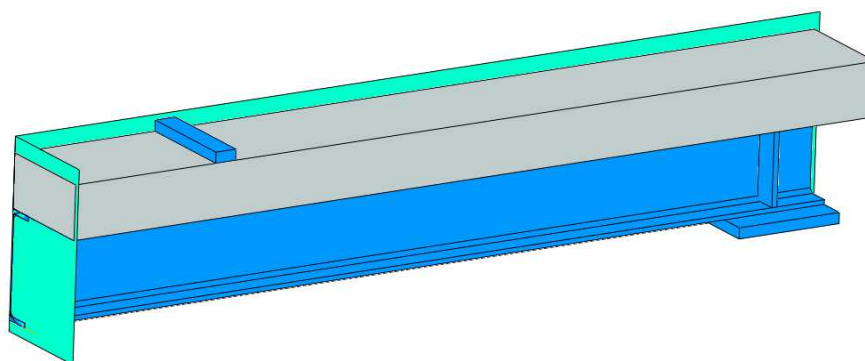


Figura 3-7. Região da viga que foi modelada, limitada pelos planos de simetria.

Foi considerada na modelagem a geometria de todos os elementos citados na seção anterior, a saber: o perfil metálico IPE 200; as chapas de reforço dos apoios (enrijecedor e chapa de base); o conector Crestbond contínuo (CR40); a laje de concreto; a armadura da laje e a peça metálica de distribuição do carregamento. Todas estas partes foram modeladas com elementos de geometria tridimensional, com exceção da armadura, que foi modelada utilizando-se elementos de geometria linear.

Um aspecto da geometria do modelo que merece destaque é a forma como foi considerada a região do raio de concordância do perfil laminado IPE 200. Como esta região é pequena, quando comparada ao restante do perfil, a modelagem de um cortorno curvo implicaria em problemas de distorção nos elementos, a não ser que se realizasse o refinamento da malha nesta região. Neste trabalho, optou-se por representar essa região por meio de um

triângulo retângulo isósceles de mesma área (Figura 3-8a). Na Figura 3-8b e Figura 3-8c são apresentados o perfil IPE 200 e o perfil utilizado na modelagem numérica deste trabalho, respectivamente.

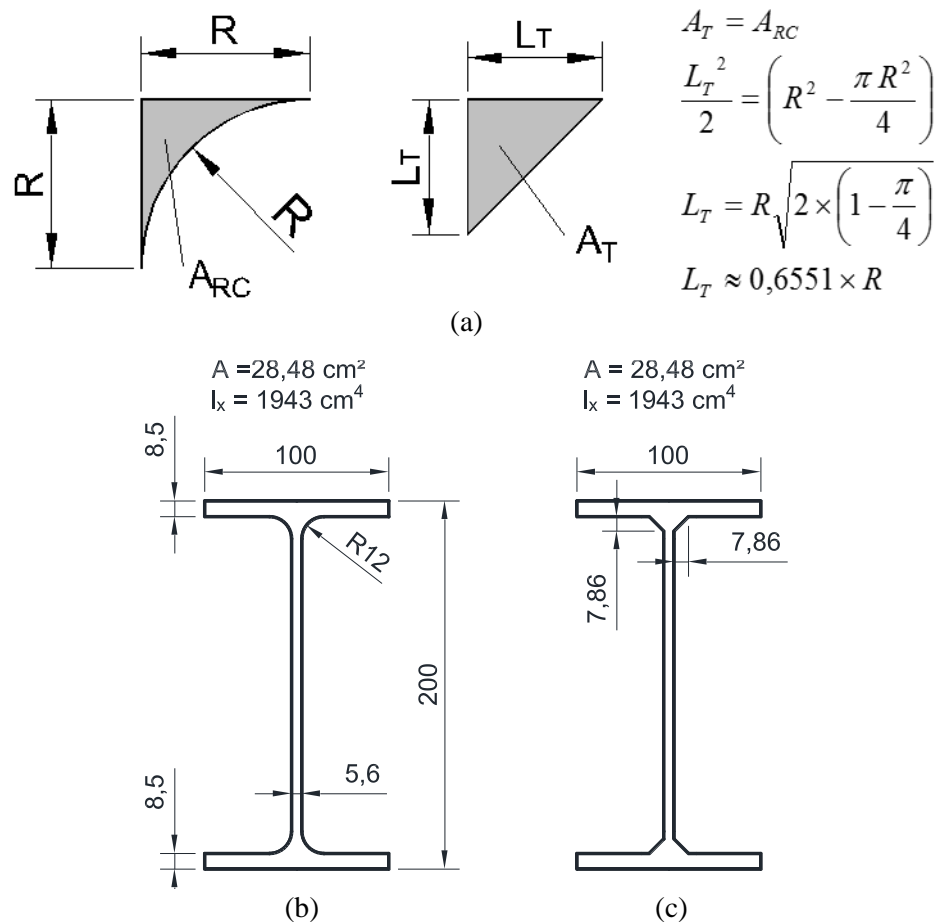


Figura 3-8. Consideração do raio de concordância: (a) triângulo de área equivalente; (b) perfil IPE 200; (c) perfil utilizado neste trabalho.

Observa-se que em termos de área e momento de inércia as duas considerações representam a geometria de forma satisfatória. Independentemente da abordagem utilizada, é importante que a região do raio de concordância seja considerada no modelo. Observou-se que a não consideração desta região provoca uma redução de cerca de 5% na resistência última da viga mista. Este valor é correspondente ao percentual da área total do perfil metálico que está no raio de concordância.

O modelo geométrico desenvolvido foi dividido em quatro partes que foram denominadas: (a) a viga montada; (b) a laje cortada; (c) a armadura montada; (d) e chapa de carregamento.

A viga montada considera a geometria do perfil metálico, das chapas de enrijecimento e de base e do conector CR40 (Figura 3-9). A forma de construção deste volume, como parte única, já considera a existência das soldas entre o perfil e o conector e entre o perfil e as chapas de reforço, não permitindo deslocamentos relativos entre eles.

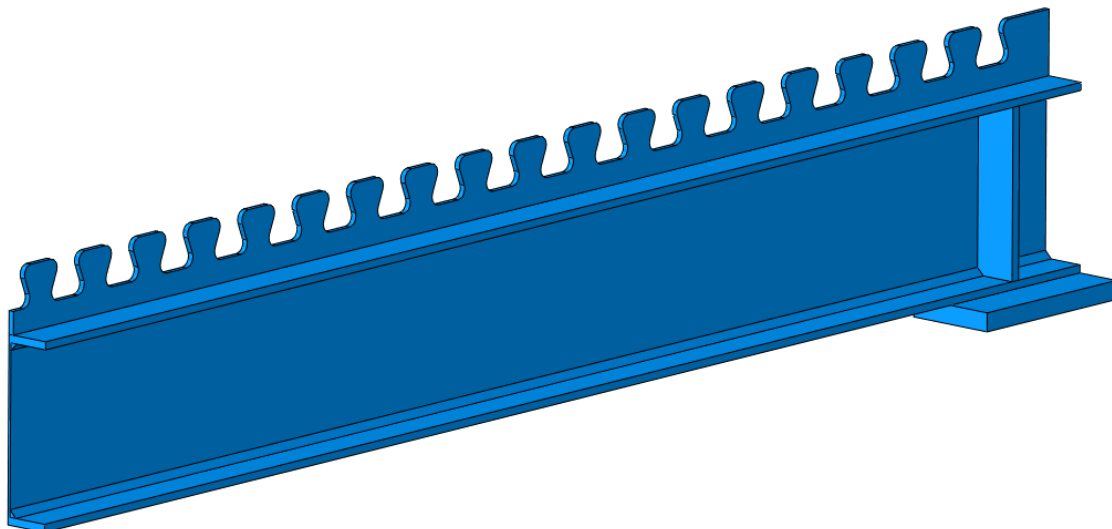


Figura 3-9. Modelo geométrico: viga montada.

A laje cortada considera a geometria da laje maciça subtraindo-se a região do conector (Figura 3-10).

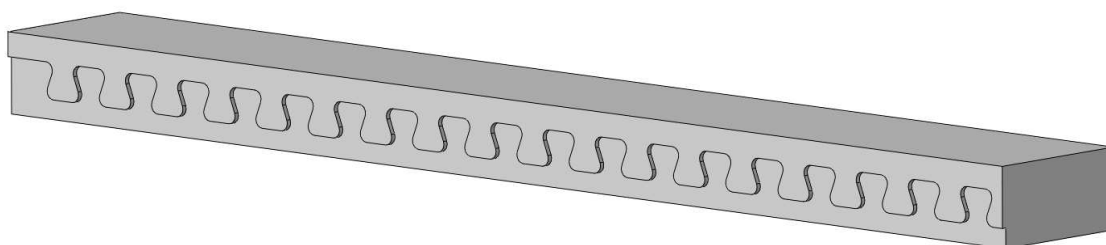


Figura 3-10. Modelo geométrico: laje cortada.

A armadura montada considera elementos lineares nas três direções no espaço, que formam uma grade semelhante à armadura real dos corpos de prova de Alves (2014). Apesar de representada na Figura 3-11 de forma tridimensional (seção transversal extrudada), ressalta-se que a armadura foi modelada com elementos lineares.

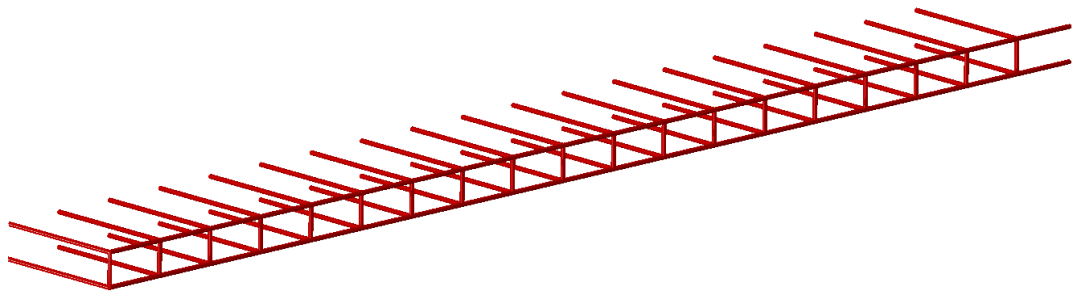


Figura 3-11. Modelo geométrico: armadura montada.

Optou-se por modelar a chapa de carregamento com seção retangular ao invés de seção circular como utilizado nos experimentos de Alves (2014) (Figura 3-1). Procedeu-se desta maneira, pois nos experimentos da autora foi utilizada uma pasta epóxi para regularizar a superfície superior do concreto e distribuir a força sobre uma área e não uma linha. No modelo numérico, a utilização de uma seção retangular produz o mesmo efeito. Assim, modelou-se a chapa de carregamento com seção de 20×40 mm e comprimento igual à largura da laje.

Após a modelagem das partes individuais o modelo geométrico é montado (Figura 3-12).

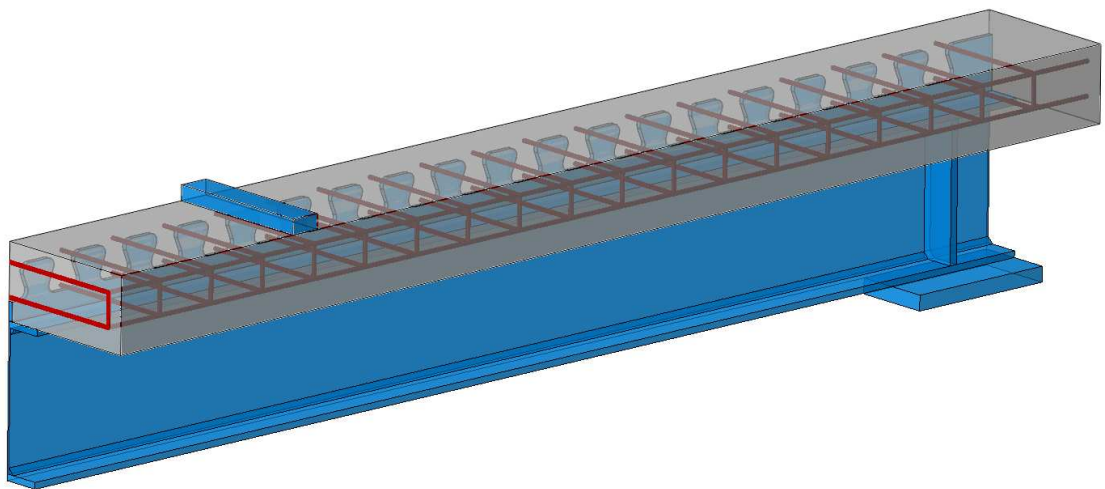


Figura 3-12. Modelo geométrico completo.

3.3 Propriedades dos Materiais

3.3.1 Ensaio de caracterização realizados por Alves (2014)

Dentre os parâmetros mais importantes que ditam o comportamento dos modelos numéricos estão as propriedades físicas e mecânicas dos materiais. De forma geral, tendo em vista a validação de um modelo, o conhecimento das propriedades nominais de um material não é suficiente. Os valores nominais representam especificações mínimas que

um material deve atender. As propriedades reais, observadas experimentalmente, podem diferir significativamente desses valores. Portanto, torna-se necessária a realização de ensaios de caracterização das propriedades físicas e mecânicas dos materiais constituintes das estruturas em estudo.

Alves (2014) realizou ensaios de caracterização nos aços da armadura, do conector e do perfil metálico e no concreto da laje. Os resultados destes ensaios são apresentados nos tópicos seguintes

3.3.1.1 Caracterização do aço da armadura

Alves (2014) utilizou barras de aço classe A500 (equivalente ao CA-50 no Brasil, com tensão de escoamento de 500 MPa) na armadura da laje de concreto. A caracterização deste material foi feita por meio de ensaios de tração uniaxial em três corpos de prova, aos quais foi acoplado um extensômetro para determinação das deformações.

Os valores médios obtidos por Alves (2014) para a tensão de escoamento (f_y), a tensão de ruptura (f_u), o módulo de Elasticidade (E) e a deformação de ruptura (ϵ_u) do aço da armadura são apresentados na Tabela 3-1.

Tabela 3-1. Resultados de caracterização do aço da armadura (ALVES, 2014).

	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (GPa)	ϵ_u (%)
Média	551,75	645,34	187,58	14

3.3.1.2 Caracterização do aço do conector

O conector Crestbond utilizado por Alves (2014) foi cortado a partir de uma chapa de aço S235 (tensão de escoamento de 235 MPa). A caracterização deste material foi feita de forma semelhante à do aço da armadura, utilizando-se quatro corpos de prova. Os valores médios das propriedades do aço do conector são apresentados na Tabela 3-2.

Tabela 3-2. Resultados de caracterização do aço do conector (ALVES, 2014).

	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (GPa)	ϵ_u (%)
Média	282,41	409,42	197,06	36

3.3.1.3 Caracterização do aço do perfil

O perfil de aço IPE 200 utilizado por Alves (2014) em seus corpos de prova foi constituído por um aço de classe de resistência S275 (resistência nominal ao escoamento

de 275 MPa). A caracterização deste material foi feita de forma semelhante aos aços da armadura e da chapa do conector, utilizando-se três corpos de prova. Os valores médios obtidos pela autora para a resistência ao escoamento (f_y), resistência à ruptura (f_u), o Módulo de Elasticidade (E) e a deformação de ruptura (ϵ_u) do aço do perfil são apresentados na Tabela 3-3.

Tabela 3-3. Resultados de caracterização do aço da viga (ALVES, 2014).

	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (GPa)	ϵ_u (%)
Média	326,75	455,68	175,87	26

3.3.1.4 Caracterização do concreto

Alves (2014) utilizou na confecção das vigas mistas um concreto de classe C30. A caracterização deste material foi feita por meio do ensaio de oito corpos de prova. A autora mediu a resistência média à compressão e o módulo de elasticidade. Os valores médios obtidos são apresentados na Tabela 3-4.

Tabela 3-4. Resultados de caracterização do concreto (ALVES, 2014).

	f_{cm} (MPa)	E (GPa)
Média	38,1	31,7

3.3.2 Modelos constitutivos adotados

No modelo de elementos finitos desenvolvido para simular o comportamento de vigas mistas com o conector Crestbond considerou-se o comportamento não linear do aço e do concreto. Nesta seção são apresentados os modelos constitutivos e as propriedades dos materiais utilizadas no modelo criado.

3.3.2.1 Modelos constitutivos para os aços

Em um primeiro momento, procurou-se utilizar relações tensão×deformação idealizadas, como aquelas representadas na Figura 2-44, para representar o comportamento dos aços da armadura, do conector e do perfil metálico. Após a análise dos resultados de alguns modelos iniciais, observou-se que o comportamento dos aços caracterizados por Alves (2014) eram diferentes daqueles representados por estas relações idealizadas, em especial no caso do aço do perfil metálico (Figura 3-13), que exerce maior influência sobre o comportamento da viga mista.

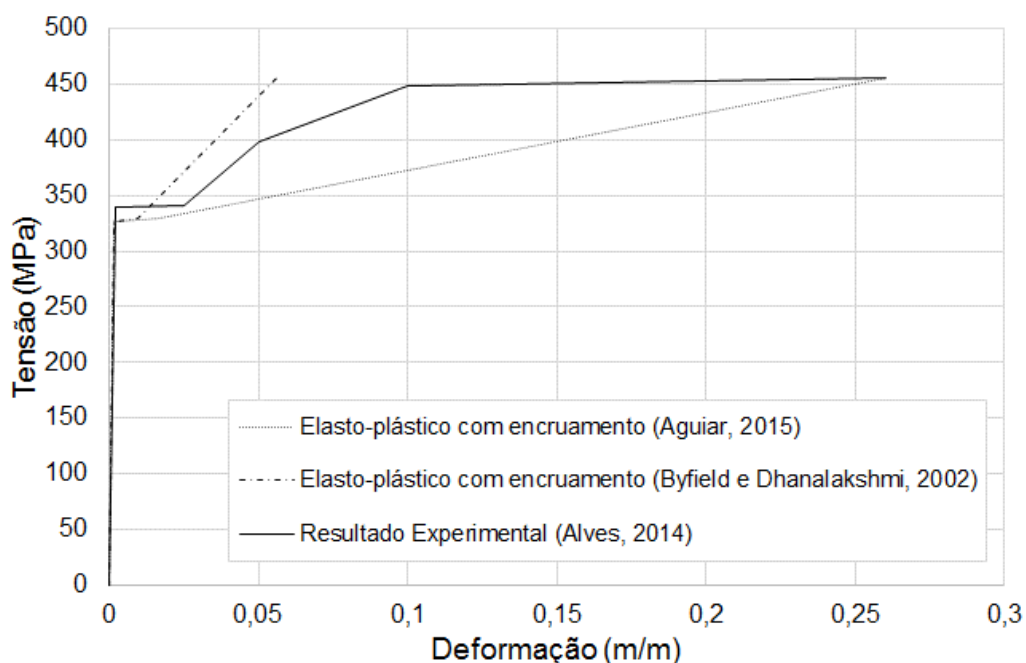
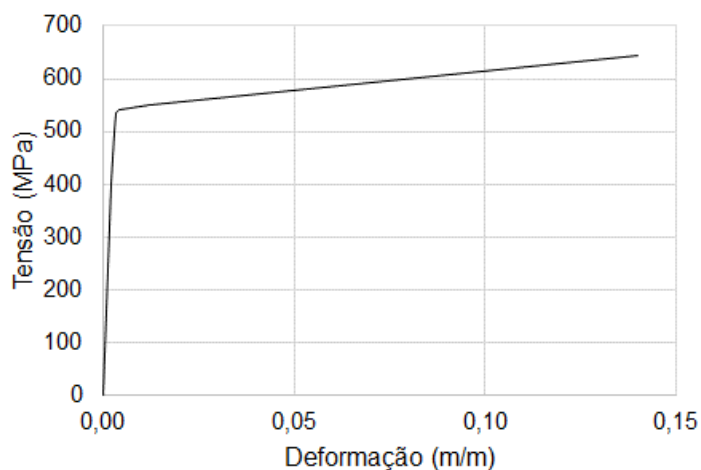


Figura 3-13. Comportamento do aço do perfil: resultado experimental e modelos idealizados.

Isto posto, considerando-se que o objetivo da validação de um modelo numérico é verificar a capacidade do mesmo representar os diversos fenômenos que ocorrem no elemento estrutural, optou-se por utilizar as relações tensão×deformação determinadas por Alves (2014) para a validação do modelo numérico. Desta forma, traçou-se uma média aproximada dos comportamentos tensão×deformação dos corpos de prova ensaiados pela autora para o aço da armadura, para o aço do conector e para o aço do perfil e adotou-se essas curvas médias como relações constitutivas desses materiais.

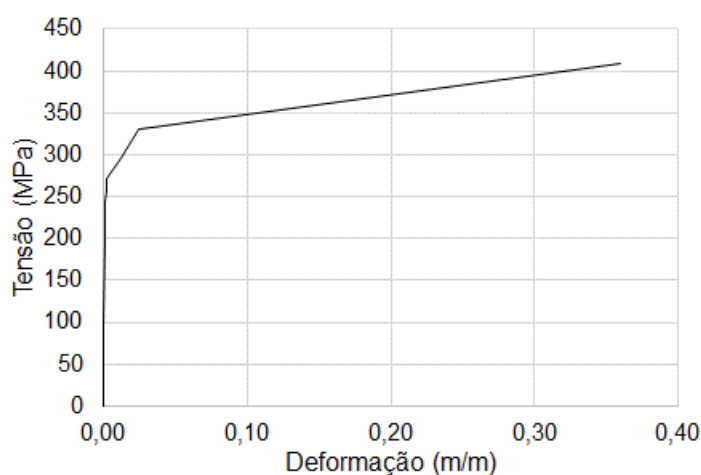
Como nos ensaios de caracterização o extensômetro foi removido antes da ruptura em cada uma dessas curvas, adicionou-se o ponto final determinado pela resistência à ruptura (f_u) média e pela deformação última (ϵ_u) média (apresentados nas Tabelas 3-1, 3-2 e 3-3). Ainda, realizou-se uma regularização da curva do aço do perfil metálico para considerar um módulo de elasticidade igual a 200 GPa, uma vez que os valores experimentais obtidos por Alves (2014) situaram-se abaixo dos valores apresentados em diversas literaturas técnicas.

De acordo com o exposto, as relações tensão×deformação adotadas para o aço da armadura, para o aço do conector e para o aço do perfil metálico são apresentados nas Figuras 3-14, 3-15 e 3-16, respectivamente. Nestas figuras também são indicados os pontos (σ, ϵ) que formam as curvas.



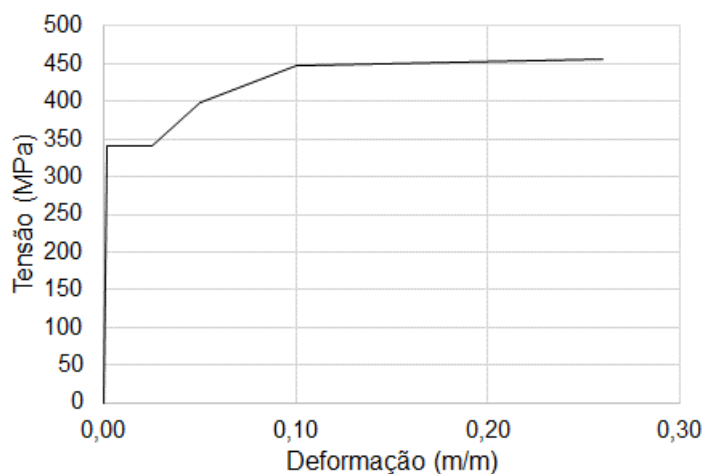
σ (MPa)	ϵ
0,0	0,00000
400,8	0,00207
500,2	0,00277
535,9	0,00344
541,5	0,00400
551,5	0,01199
645,0	0,14000

Figura 3-14. Relação tensão×deformação adotada para o aço da armadura.



σ (MPa)	ϵ
0,0	0,00000
200,6	0,00120
244,7	0,00167
258,8	0,00200
271,6	0,00282
276,7	0,00402
295,2	0,01242
330,4	0,02500
409,4	0,36000

Figura 3-15. Relação tensão×deformação adotada para o aço do conector.



σ (MPa)	ϵ
0,0	0,00000
340,1	0,00200
340,8	0,02490
398,2	0,05000
448,4	0,10000
455,7	0,26000

Figura 3-16. Relação tensão×deformação adotada para o aço do perfil metálico.

Considerou-se o mesmo material do perfil metálico como o constituinte da chapa dos enrijecedores de alma. Para a chapa de base e a chapa de carregamento considerou-se um material elástico-linear (a função destes elementos é simplesmente de distribuir as ações

e reações concentradas em uma área do modelo de viga). Para todos os aços considerou-se coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3. Para os aços da armadura e do conector, considerou-se o Módulo de Elasticidade (E) médio obtido experimentalmente (Tabelas 3-1 e 3-2). Para os outros aços considerou-se Módulo de Elasticidade igual a 200 GPa.

3.3.2.2 Modelos constitutivos para o concreto

Para representar o comportamento do concreto utilizou-se o modelo constitutivo CDP, disponível na biblioteca do *software* ABAQUS, abordado anteriormente no item 2.5.6. Os dados de entrada que definem o modelo citado são: (a) os parâmetros elásticos do concreto; (b) os parâmetros de plasticidade do CDP; (c) a relação tensão×deformação para o concreto comprimido uniaxialmente; (d) a relação tensão×deformação (ou tensão×abertura de fissuras) para o concreto tracionado uniaxialmente; e (e) as variáveis de dano para o concreto comprimido e tracionado.

a) Parâmetros elásticos do concreto

Os parâmetros elásticos do concreto são o Módulo de Elasticidade (E_c) e o coeficiente de Poisson (ν). Para o Módulo de Elasticidade, adotou-se o valor experimental obtido por Alves (2014), $E_c = 31700$ MPa. Para o coeficiente de Poisson adotou-se o valor usual de $\nu = 0,2$ (ABNT NBR 6118:2014).

b) Parâmetros de plasticidade do CDP

São cinco os parâmetros de plasticidade que definem o modelo CDP: o ângulo de dilatação (ψ), a excentricidade (ϵ), a relação entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}), o fator de forma (K) e o parâmetro de viscosidade (μ). A forma como estas variáveis alteram o comportamento do concreto e alguns valores recomendados por outros autores foram abordados no item 2.5.6.3. Na Tabela 3-5 apresenta-se os parâmetros de plasticidade adotados neste trabalho.

Tabela 3-5. Parâmetros plásticos do CDP.

ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K	μ
36°	0,1	1,16	0,6667	10 ⁻⁵

c) Relação tensão×deformação para o concreto comprimido uniaxialmente

Pode-se afirmar que a definição da relação tensão×deformação para o concreto comprimido uniaxialmente foi o aspecto que demandou maior estudo para a validação do modelo de viga mista estudado.

Este aspecto, juntamente com o comportamento do aço da viga e a adoção de um modelo geométrico correto, foram os que mais influenciaram os resultados obtidos. Todavia, a solução para a representação do comportamento do concreto demandou consideravelmente mais pesquisa e tempo do que os problemas relacionados ao aço da viga e à representação geométrica do modelo.

Diversas relações tensão×deformação para o concreto comprimido uniaxialmente foram testadas (ABNT, 2014; CEB-FIP, 1991; CERVENKA *et al.*, 2014; FIB, 2011; FLOR *et al.*, 2015; GB50010, 2002; HOU, 2010; LAWSON e SAVERIRAJAN, 2011; EN 1992-1-1, 2010; PAVLOVIC *et al.*, 2013). Foram estudadas também algumas variações dos modelos propostos por alguns dos autores citados.

De forma geral, observou-se que a utilização de relações tensão×deformação nas quais o amolecimento se dá imediatamente após o pico (não existe patamar de tensões constantes) levou à obtenção de resultados que subestimavam a resistência da viga mista. Além disso, apesar destes modelos apresentarem comportamento pós-pico sem perda aguda de resistência, a ruptura ocorria para deslocamentos bem abaixo dos observados experimentalmente (cerca de metade deste valor).

A utilização de relações constitutivas que consideram um patamar de tensões constantes (diagramas parábola-retângulo) levou a uma melhoria no comportamento observado. Todavia, as referências encontradas na literatura que apresentam este tipo de relação são de uso recomendado para o dimensionamento em estado-limite último. Desta forma, não apresentam trecho de amolecimento (redução das tensões observadas com o aumento das deformações). Este fato implica na geração de um modelo no qual a ruptura não fica caracterizada, pois o material nunca apresentará queda de resistência, independentemente da magnitude das deformações impostas.

A solução encontrada para este problema foi idealizar um novo modelo de relação tensão×deformação para o concreto comprimido. Este modelo deveria apresentar um trecho de tensões constantes no pico e uma fase pós-pico com redução das tensões

atuantes. O modelo escolhido consistiu em uma modificação da relação apresentada na ABNT NBR 6118:2014 (Eq. (10)). O modelo caracteriza-se por (Figura 3-17):

- comportamento elástico-linear até 50% da resistência média à compressão;
- encruamento governado por uma função parabólica até a deformação de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (ε_{c2});
- patamar de tensões constantes até a deformação de encurtamento do concreto no final do patamar plástico (ε_{cu});
- amolecimento governado por uma função linear do ponto final do patamar plástico até a deformação onde o concreto atingiria resistência nula ($\varepsilon_{c,null}$); e
- observação de uma resistência residual do concreto (σ_{ult}) em função do engrenamento do material rompido.

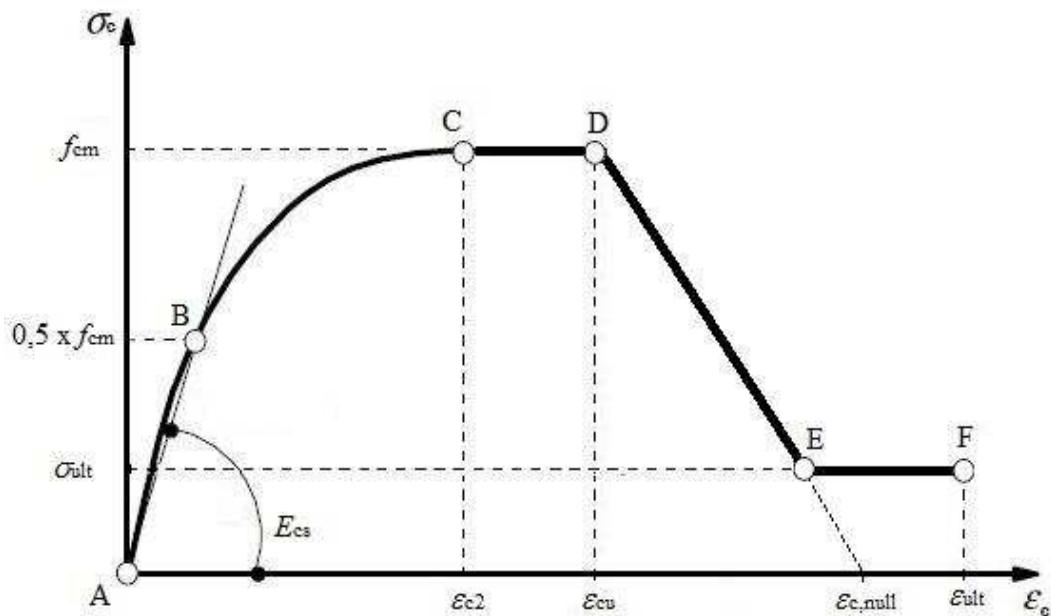


Figura 3-17. Idealização de uma relação tensão×deformação para o concreto comprimido.

Neste modelo, o módulo de elasticidade secante pode ser calculado de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 (Eq. (9)). A equação parabólica que rege o trecho BC da curva representada na Figura 3-17 pode ser obtido pela Eq. (18):

$$\sigma_c = f_{cm} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (18)$$

sendo os valores de n , ε_{c2} e ε_{cu} os mesmos apresentados na Eq. (10).

Os valores de $\varepsilon_{c,null}$ e σ_{ult} devem ser arbitrados. Neste trabalho adotou-se $\varepsilon_{c,null} = 15\%$ e σ_{ult} como sendo 20% da resistência média do concreto à compressão (f_{cm}). Na idealização realizada, o valor de ε_{ult} tende a infinito, ou seja, o material sempre irá apresentar a tensão residual σ_{ult} . Na prática, basta adotar um valor suficientemente grande para esta variável. Neste trabalho adotou-se $\varepsilon_{ult} = 20\%$. Para a resistência média do concreto à compressão, adotou-se $f_{cm} = 38,1$ MPa, que foi o valor experimental obtido por Alves (2014).

Na Figura 3-18 apresenta-se a relação tensão×deformação do concreto comprimido uniaxialmente dado pela Eq. (18), obtida com os dados informados acima.

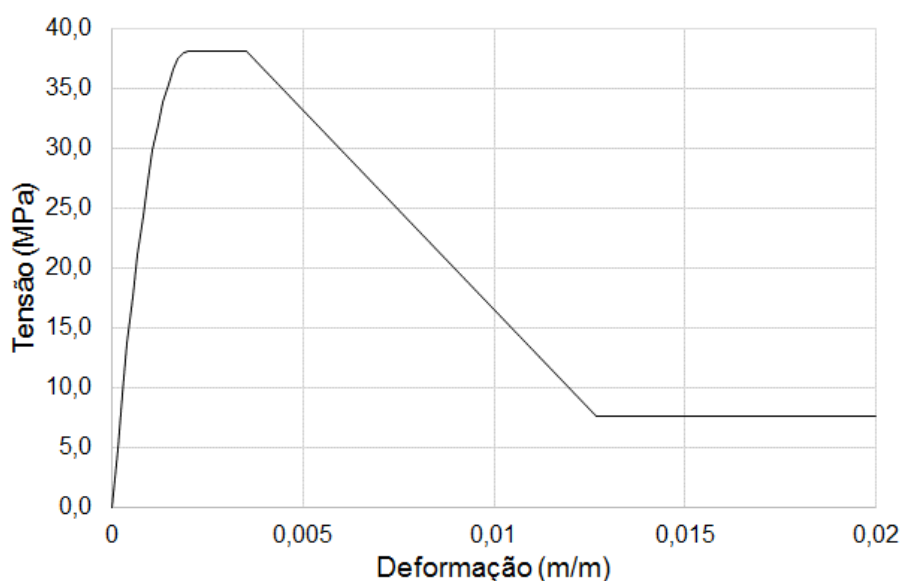


Figura 3-18. Relação tensão×deformação do concreto comprimido uniaxialmente dado pela Eq. (18).

Na Figura 3-19 apresenta-se a curva força aplicada×deslocamento vertical no centro do vão da viga mista com Crestbond ensaiada por Alves (2014). São apresentados o resultado experimental obtido pela autora e os resultados do modelo numérico utilizando a relação tensão×deformação proposta pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011), pela ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), e a relação proposta neste trabalho (Figura 3-18).

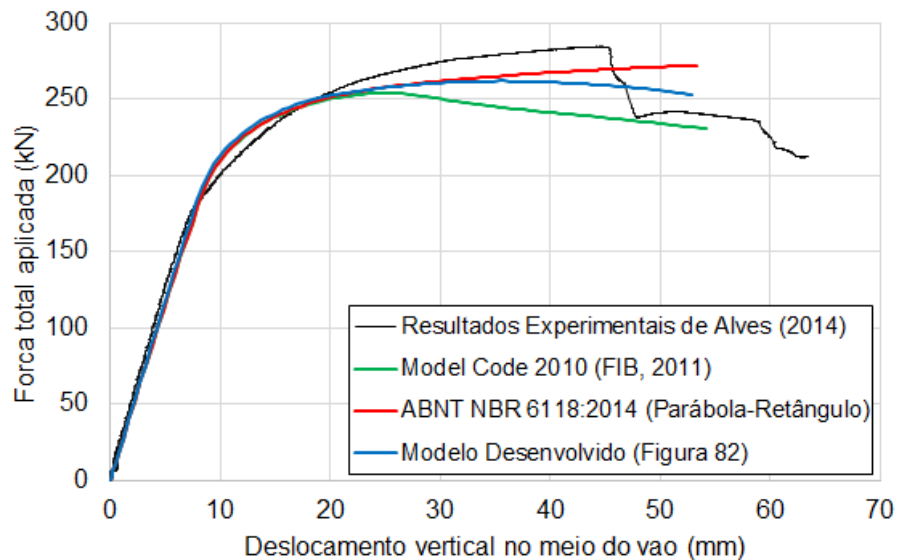


Figura 3-19. Influência da relação tensão×deformação do concreto no comportamento da viga mista.

Esses resultados deixam claro o comportamento descrito anteriormente. Para o modelo do *Model Code 2010* (FIB, 2011), sem patamar de tensões, a capacidade resistente da viga mista e os deslocamentos no ponto de carga máxima são os menores observados. Quando se utiliza o modelo da ABNT NBR 6118:2014, com patamar de tensões, mas sem amolecimento, a capacidade resistente aumenta, mas não se observa a ocorrência de um ponto de carga máxima. Utilizando o modelo ilustrado na Figura 3-18, o comportamento resistente é mais próximo do comportamento experimental do que o modelo do *Model Code 2010* (FIB, 2011) e é possível distinguir um ponto de ruptura.

d) Relação constitutiva para o concreto tracionado uniaxialmente

O modelo CDP permite que o usuário defina a relação constitutiva para o concreto tracionado uniaxialmente em termos de uma curva tensão×deformação ou em termos de uma curva tensão×abertura de fissuras.

No processo de validação do modelo numérico, foram testadas algumas dessas relações e a que apresentou melhor desempenho foi a relação tensão×abertura de fissuras proposta por Hordijk (1991), conforme apresentada no item 2.5.3.

Desta forma, considera-se que na tração uniaxial o concreto apresenta comportamento linear-elástico na fase pré-pico. Após atingir a resistência média à tração (f_{cm}) o comportamento não linear do concreto é governado por uma função exponencial dada pela Eq. (13).

Os dados de entrada para a função proposta por Hordijk (1991) são a resistência média à tração (f_{cm}) e a energia de fratura do concreto (G_F). Neste trabalho, estes valores foram calculados utilizando-se as definições apresentadas pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011), constantes nas descrições da Eq. (11) e da Eq. (12). A resistência média à compressão considerada foi $f_{cm} = 38,1$ MPa, obtida experimentalmente por Alves (2014). Os valores destes parâmetros calculados desta forma, bem como a relação tensão×abertura de fissuras dada pela Eq. (13) são apresentadas na Tabela 3-6 e na Figura 3-20, respectivamente.

Tabela 3-6. Parâmetros para determinação do modelo de Hordijk (1991).

f_{cm} (MPa)	f_{cm} (MPa)	E (GPa)	G_F (N/mm)
38,1	2,90	31,7	0,141

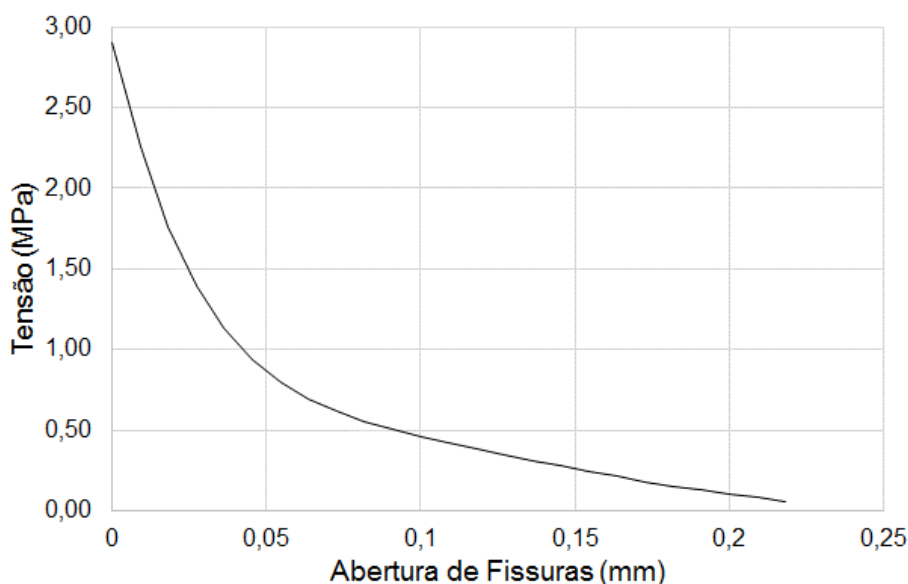


Figura 3-20. Relação tensão×abertura de fissuras para o concreto tracionado uniaxialmente, utilizada na validação do modelo de viga mista.

e) Variáveis de dano para o concreto comprimido e tracionado

Neste trabalho utilizaram-se as equações propostas por Pavlovic *et al.* (2013), apresentadas no item 2.5.6.1, para o cálculo das variáveis de dano (Eq. (14) e Eq. (15)). Aplicando-se a Eq. (14) sobre a relação tensão×deformação para o concreto comprimido, apresentada anteriormente (Figura 3-18), obtém-se a relação dano×deformação para o concreto comprimido, apresentada na Figura 3-21.

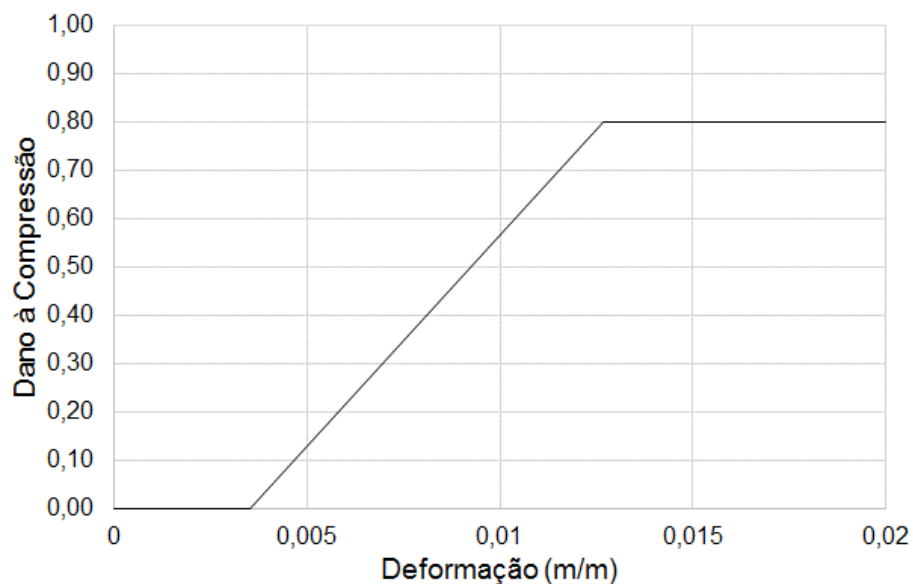


Figura 3-21. Relação dano×deformação para o concreto comprimido, utilizada na validação do modelo de viga mista.

Aplicando-se a Eq. (15) sobre a relação tensão×abertura de fissuras para o concreto tracionado, apresentada anteriormente (Figura 3-20), obtém-se a relação dano×abertura de fissuras para o concreto tracionado, apresentada na Figura 3-22.

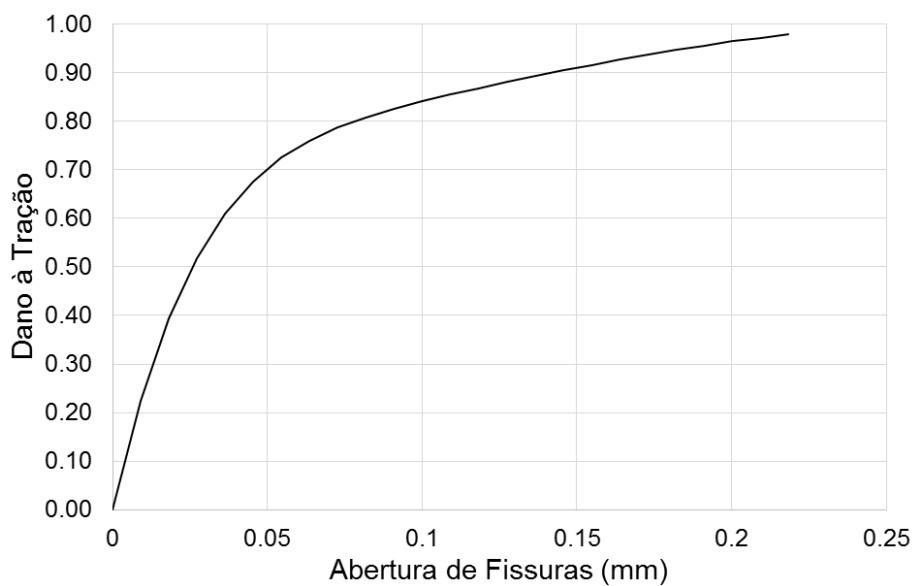


Figura 3-22. Relação dano×abertura de fissuras para o concreto tracionado, utilizada na validação do modelo de viga mista.

3.4 Malha de elementos finitos

3.4.1 Tipo dos elementos utilizados

Conforme mostrou-se no item 3.2.2, o modelo em estudo foi desenvolvido com partes de geometria tridimensional e partes de geometria linear. A malha de elementos finitos das partes com geometria linear foi criada utilizando-se elementos de viga no espaço, com dois nós, seis graus de liberdade por nó e funções de interpolação cúbicas (Elemento B33 na biblioteca do ABAQUS, mostrado na Figura 3-23a).

A malha de elementos finitos das partes com geometria tridimensional foi criada utilizando-se dois tipos de elementos de volume. Na maioria das regiões da malha utilizou-se um elemento sólido hexaédrico, com oito nós, três graus de liberdade por nó (translações) e funções de interpolação linear (elemento C3D8 da biblioteca do ABAQUS, Figura 3-23b). Em algumas regiões específicas da malha das partes com geometria tridimensional, utilizou-se um elemento sólido com formato de prisma de base triangular, com seis nós, três graus de liberdade por nó (translações) e funções de interpolação linear (elemento C3D6 da biblioteca do ABAQUS, Figura 3-23.c).

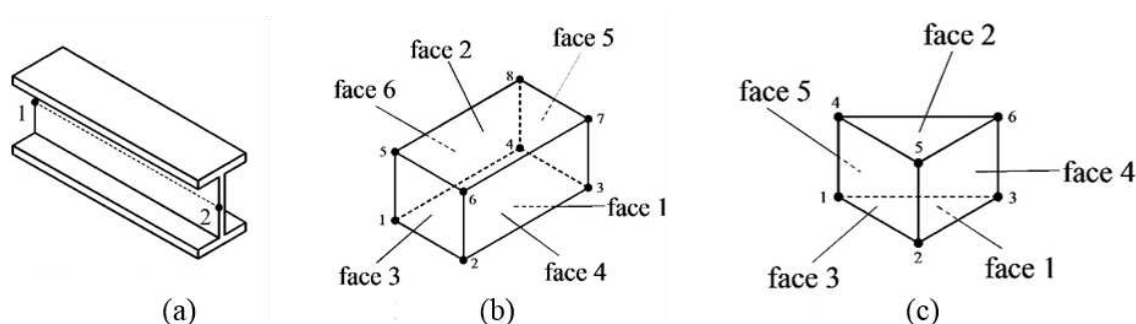


Figura 3-23. Tipos de elementos finitos utilizados no modelo validado: (a) elemento de viga B33; (b) elemento sólido C3D8; (c) elemento sólido C3D6 (SIMULIA, 2012b).

A parte do modelo com geometria linear foi a armadura, na qual se utilizou o elemento B33. A opção por utilizar elementos lineares neste componente se deu após um estudo no qual diversas formas de representação foram avaliadas.

A utilização de elementos sólidos na modelagem da armadura levou a complicações na compatibilidade entre a malha da armadura e a do concreto que a envolve. Para uma boa representação, o tamanho do elemento constituinte da armadura deveria ser pequeno (cerca de 2 mm de lado, no máximo). A adoção de valores desta ordem implica no refinamento excessivo da malha de concreto no entorno da armadura, gerando um modelo

numérico cuja análise demanda muito tempo e recursos computacionais. Mesmo utilizando esta abordagem mais trabalhosa, os resultados do modelo não apresentaram diferenças significativas em relação a quando se considera a armadura composta por elementos lineares. Por isso, optou-se pela forma de representação mais simples.

Quanto às partes do modelo com geometria volumétrica, utilizou-se o elemento C3D6 para a modelagem da região do perfil metálico correspondente ao raio de concordância. No restante das regiões (toda a laje; o conector; as chapas de carregamento, do enrijecedor e de base; e quase todo o perfil metálico) foram utilizados elementos C3D8.

3.4.2 A geração de malha e partições no modelo

O *software* ABAQUS possui algoritmos capazes de gerar a malha de elementos finitos de forma automática. Em função do tipo de elemento que o usuário define utilizar, e da geometria das regiões a serem discretizadas, o programa adota diferentes técnicas para geração da malha.

A geração da malha para elementos lineares é direta, não apresentando maiores problemas. No caso do modelo em estudo, para as regiões com elementos sólidos, o programa poderia utilizar um algoritmo para geração de malha estruturada ou um outro algoritmo capaz de gerar uma malha livre utilizando uma técnica de varredura.

No modelo em estudo foram realizadas diversas partições que possibilitaram a obtenção de uma malha estruturada e, quando isto não foi possível (na região do conector e na laje em seu entorno), a redução da quantidade de elementos distorcidos (Figura 3-24).

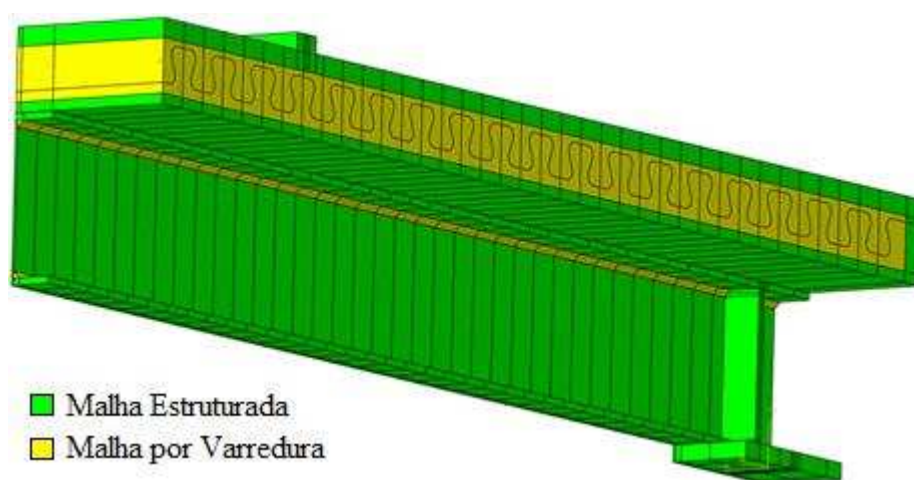


Figura 3-24. Partições no modelo e técnicas para geração de malha.

O modelo numérico com a malha de elementos finitos utilizada é apresentado na Figura 3-25. Nesta figura são indicados os tipos de elemento utilizados em cada parte do modelo.

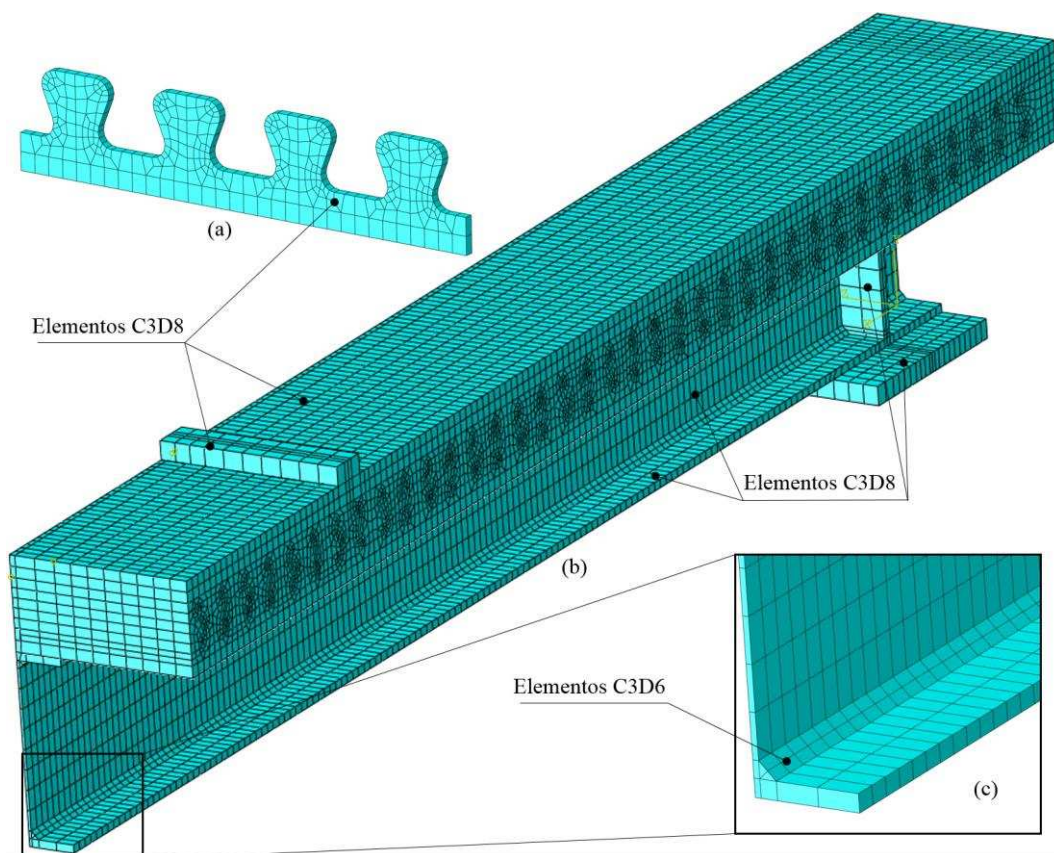


Figura 3-25. Malha de elementos finitos utilizada no modelo validado: (a) Detalhe da malha do conector; (b) Viga metálica e laje de concreto; (c) Detalhe do raio de concordância.

3.4.3 Estudo de refinamento de malha

A precisão do resultado de um modelo numérico de elementos finitos depende, fundamentalmente, do nível de refinamento da malha. De forma geral, quanto menores forem os elementos constituintes do modelo maior será a precisão com que o modelo representará um problema contínuo. Por outro lado, quanto mais refinada a malha, maior será o gasto de recursos computacionais e, conseqüentemente, o tempo de análise. Na realidade, a partir de certo ponto de refinamento da malha, a melhoria nos resultados obtidos torna-se insignificante. Para determinar o tamanho ideal dos elementos, com o qual pode-se obter uma precisão satisfatória, deve ser realizado um estudo de refinamento da malha.

O estudo de refinamento da malha consiste em realizar a análise de modelos semelhantes com a exceção do tamanho considerado para os elementos e comparar os resultados

obtidos (tensões, deformações, entre outros) para cada modelo. De forma geral, conforme a malha for ficando mais refinada os resultados tendem a convergir para um dado valor.

Como o objetivo deste trabalho foi estudar a conexão mista com o Crestbond, estabeleceu-se que nas proximidades do conector a malha deveria ser mais refinada do que no resto do modelo. Assim, em todos os modelos estudados, o valor da dimensão média do elemento no conector, no concreto que envolve o conector e na armadura foram adotados com a metade do valor da dimensão média atribuída ao restante da geometria. Os modelos confeccionados para o estudo de refinamento da malha, o tamanho médio dos elementos e o tempo gasto em cada análise realizada são apresentados na Tabela 3-7. Estes modelos foram analisados em um computador com processador Intel(R) Xeon (R) CPU E5-1620 v2, 3,70 GHz, com 8 GB de memória (RAM) instalada.

Tabela 3-7. Modelos analisados no estudo de refinamento da malha.

Modelo	Tamanho do elemento (mm)		Tempo de análise
	Conector e Armadura	Outras regiões	
EM-a (25-50)	25,0	50,0	00:07:08
EM-b (20-40)	20,0	40,0	00:09:53
EM-c (15-30)	15,0	30,0	00:11:43
EM-d (12,5-25)	12,5	25,0	00:17:29
EM-e (10-20)	10,0	20,0	00:34:04
EM-f (7,5-15)	7,5	15,0	02:00:38
EM-g (7,5-12,5)	7,5	12,5	02:44:45
EM-h (7,5-10)	7,5	10,0	08:52:04
EM-i (7,5-7,5)	7,5	7,5	147:07:01

No estudo de refinamento da malha, as tensões desenvolvidas no conector e no concreto foram avaliadas em alguns pontos de interesse, para cada modelo. As tensões no concreto foram avaliadas na seção do meio do vão em um ponto da laje situado sobre a linha vertical que passa na extremidade da mesa superior (nó 580). As tensões no conector foram avaliadas no dente situado abaixo do ponto de aplicação de carga, em um ponto da região superior do dente (nó 1075) e em um ponto da região frontal do dente, que tende a esmagar o concreto (nó 1072). As tensões foram medidas para uma mesma intensidade de carregamento em cada modelo. Essa intensidade foi próxima ao valor máximo suportado pela viga.

Na Figura 3-26 apresenta-se um dos modelos analisados no estudo de refinamento da malha. Os pontos supracitados, onde se avaliou o desenvolvimento de tensões, são destacados.

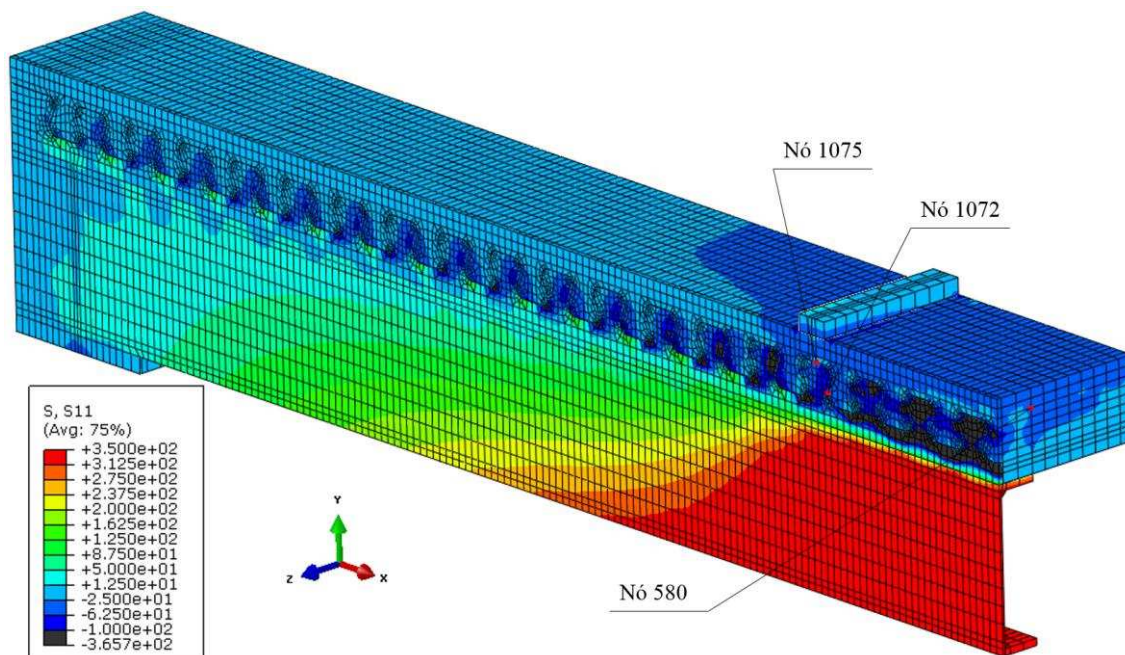


Figura 3-26. Desenvolvimento de tensões em um dos modelos do estudo de refinamento da malha (destaque para os pontos onde se avaliou as tensões desenvolvidas; tensões em MPa).

Os resultados do estudo de refinamento da malha são apresentados na Figura 3-27. É apresentada, para cada nó estudado, a variação da tensão normalizada em relação ao resultado do modelo mais refinado (EM-i) em relação à resolução da malha.

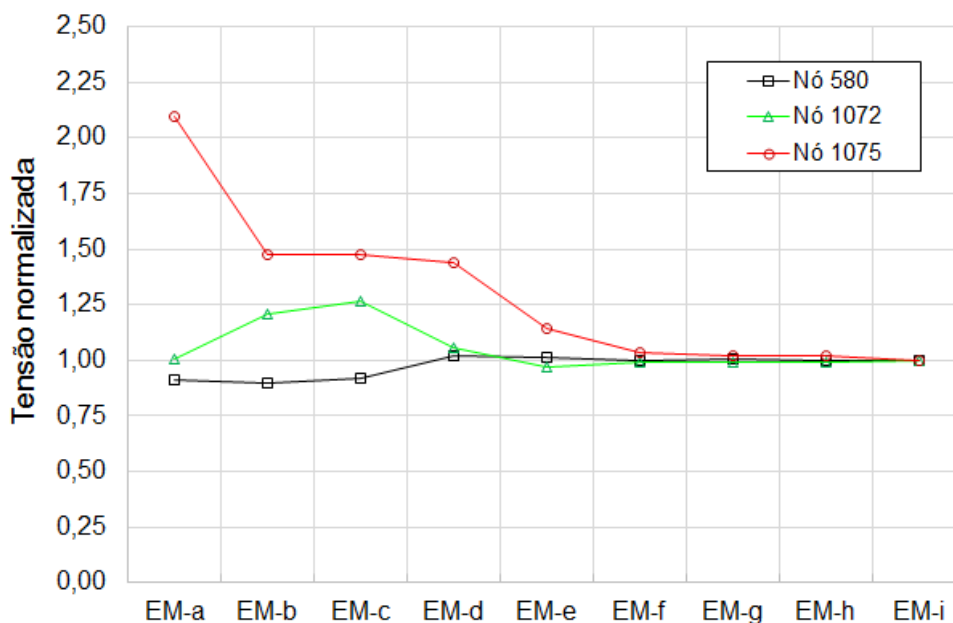


Figura 3-27. Resultados do estudo de refinamento da malha.

Observa-se que, à medida que a resolução da malha aumenta, os resultados convergem para um valor comum.

Em função dos resultados obtidos, optou-se por adotar a malha do modelo EM-e, com elementos com dimensão média de 10 mm para o conector, para o concreto que envolve o conector e para a armadura, e elementos com aproximadamente 20 mm para o restante da geometria.

Além do comportamento observado na Figura 3-27, o tempo de processamento apresentado na Tabela 3-7 também foi um fator considerado para a escolha da dimensão dos elementos. O tempo de análise do modelo EM-e foi aproximadamente quatro vezes menor do que o do modelo EM-f. Considerou-se que o ganho de precisão proveniente do refinamento da malha não justificava este aumento no consumo de recursos computacionais.

3.5 Condições de contorno e carregamento

3.5.1 Interações entre as partes do modelo

Foram abordados nas seções anteriores o processo de criação da geometria das partes que formam o modelo numérico, as definições das propriedades dos materiais constituintes dessas partes e a geração das malhas de elementos finitos.

As interações governam a maneira como as diferentes partes do modelo se comportam mutuamente. Na realidade, as condições de interação consistem em regras que relacionam as deslocabilidades nodais de duas ou mais partes. No modelo desenvolvido devem ser estabelecidas três relações entre partes diferentes: (a) a interação entre a armadura e a laje de concreto; (b) as interações da viga metálica com o conector e com a laje; e (c) a interação entre a chapa de carregamento e a laje.

3.5.1.1 Interação entre a armadura e a laje de concreto

A interação entre a armadura e a laje deve garantir o funcionamento conjunto destes componentes, simulando a aderência que se observa no concreto armado. Para esta interface utilizou-se uma interação do tipo *embedded constrain*, que pode ser entendida como a restrição de um corpo embutido em outro. A interação *embedded* promove a

compatibilização das translações nodais dos elementos imersos com as dos elementos da região hospedeira.

No modelo desenvolvido, definiu-se toda a parte correspondente à armadura como sendo a região embutida ou imersa e todo o volume da laje como a região hospedeira. Esta definição é apresentada na Figura 3-28, na qual a região hospedeira (laje) é representada em azul e a região imersa (armadura) é representada em vermelho.

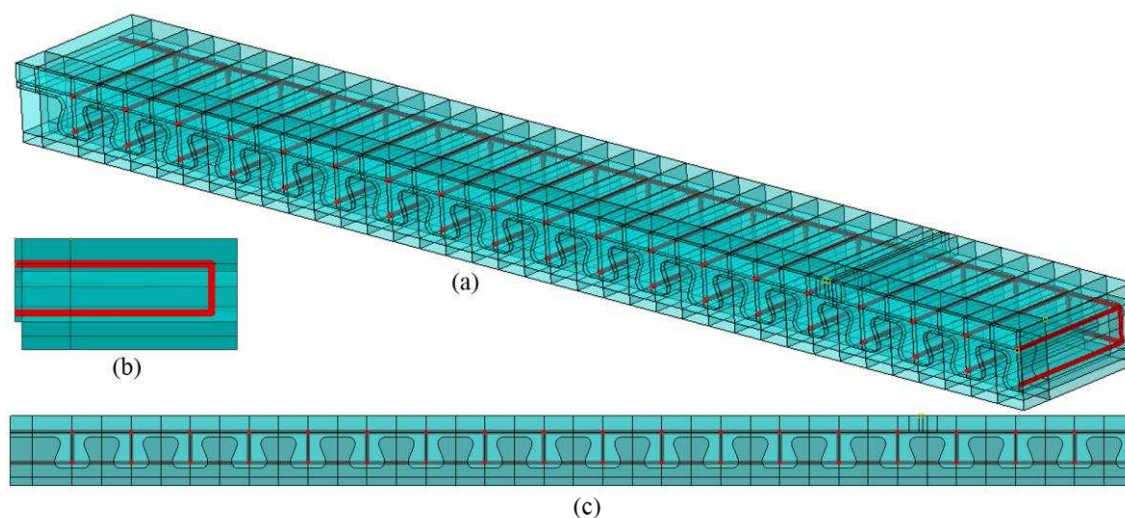


Figura 3-28. Interação tipo *embedded* entre a armadura e a laje: (a) perspectiva; (b) vista da seção transversal; (c) vista lateral.

3.5.1.2 Interação da viga de aço com o conector e com a laje

A interação da viga de aço com o conector e com a laje é uma das mais importantes do modelo, pois deve simular as condições de contato existentes entre o conector e a laje e entre o perfil metálico e a laje, que caracterizam a conexão mista.

O Crestbond é um dispositivo de conexão mecânica que funciona com base na transmissão de forças de contato direto entre a laje de concreto e a chapa do conector. Na confecção de seus corpos de prova, Alves (2014) aplicou um lubrificante sobre a face superior do perfil metálico. Desta forma, não existe necessidade de modelar a aderência química ou o atrito entre estes componentes. Na realidade, em função das incertezas associadas a estas parcelas, sua consideração poderia levar a um modelo que superestimaria a resistência da viga mista. Desta forma, na maior parte da superfície de contato entre a viga metálica e o conector e entre a viga metálica e a laje de concreto utilizou-se uma interação de contato entre superfícies (*surface-to-surface contact*) do tipo *hard contact* (contato rígido), que permite o contato normal entre dois corpos, impedindo

que um penetre no outro, desconsiderando o atrito entre eles e permitindo sua separação após o contato.

Apesar de ser correto adotar este tipo de contato para toda a região da interface da viga metálica com o conector e com a laje, optou-se por utilizar uma abordagem diferente para a região de contato frontal do dente do conector com a superfície da laje, região em que a laje exerce compressão sobre o dente do conector. Nessa região adotou-se uma interação do tipo *tie constraint* (restrição de nó ou amarra), que liga os nós de duas superfícies em contato, impondo que todas as deslocabilidades (translacionais e rotacionais) desses nós sejam as mesmas. A adoção desta abordagem diferenciada nesta região decorreu de estudos realizados, em que se avaliou a melhor forma de representar a interação laje-viga-conector. Observou-se que os resultados obtidos considerando-se a interação da forma proposta ou considerando uma interação tipo *hard contact* em todo o contato foram idênticos. Todavia, a utilização de uma restrição do tipo *tie* na face frontal de cada dente conduziu a menos problemas de convergência e menos tempo de análise. As regiões do modelo onde foram aplicadas a interação do tipo *hard contact* são apresentadas nas Figuras 3-29, 3-30 e 3-31.

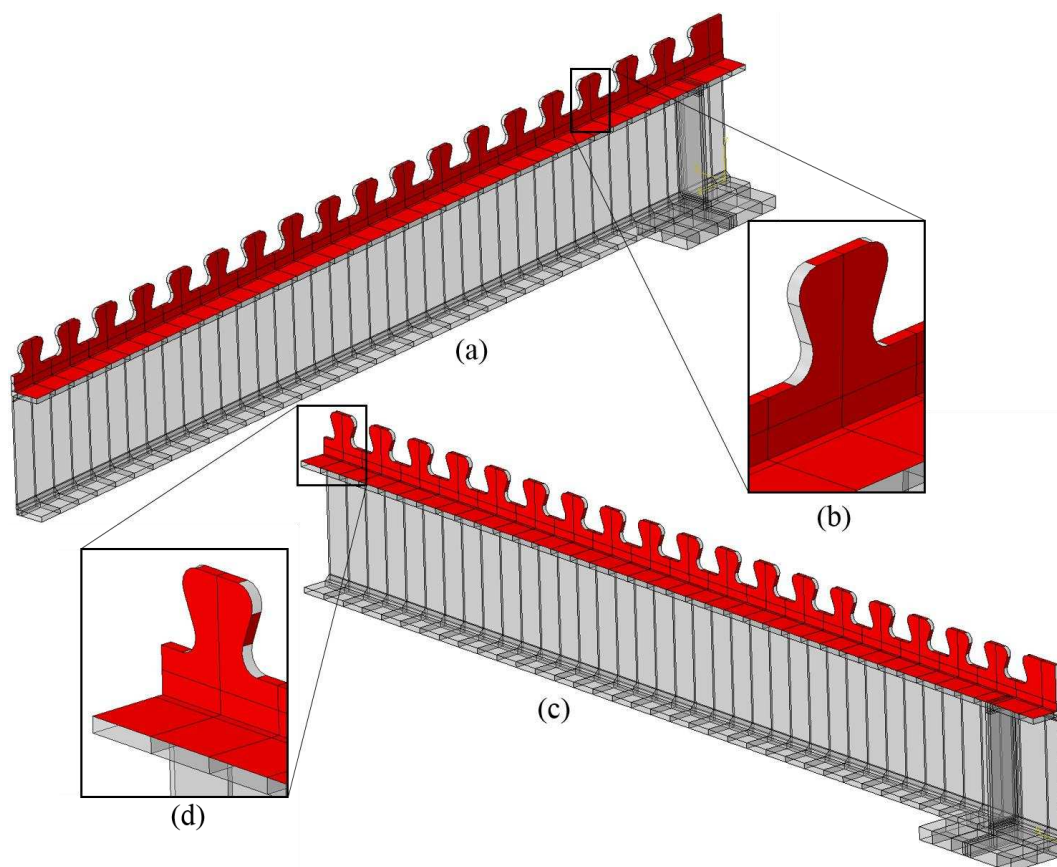


Figura 3-29. Regiões com interação do tipo *hard-contact* na viga metálica e conector: (a) perspectiva frontal da viga; (b) detalhe na face frontal do dente do conector; (c) perspectiva posterior da viga; (d) detalhe na face posterior do dente do conector.

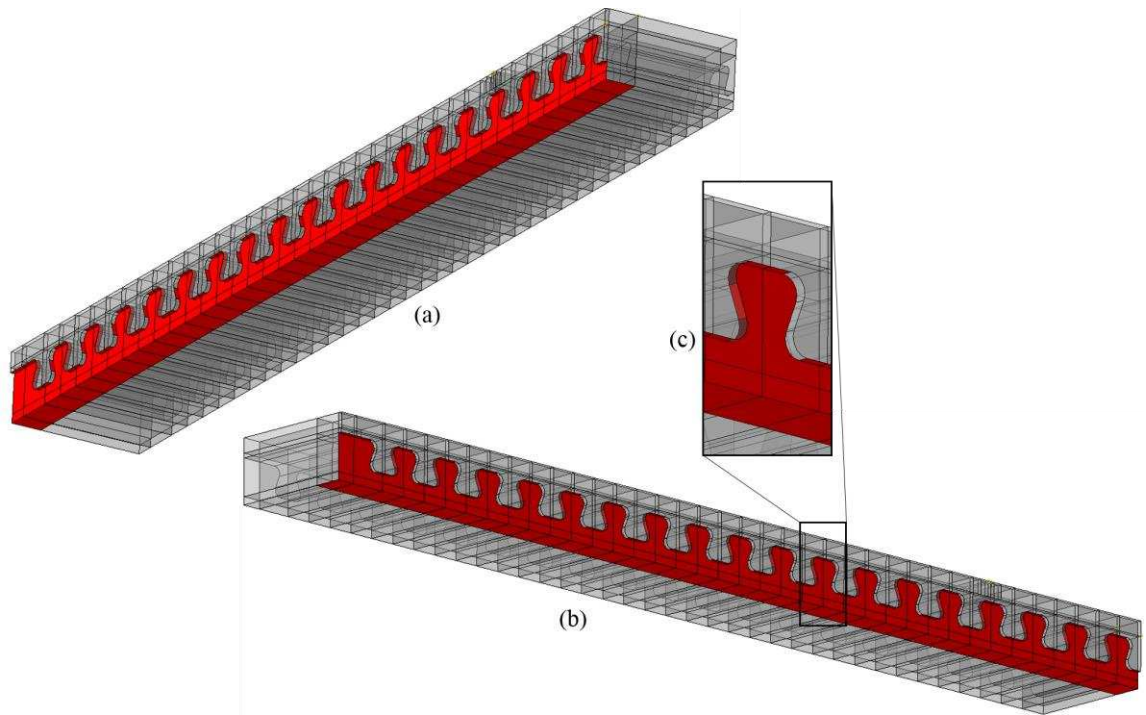


Figura 3-30. Regiões com interação do tipo *hard-contact* na laje de concreto: (a) perspectiva frontal; (b) perspectiva posterior; (c) detalhe na face posterior do dente de concreto.

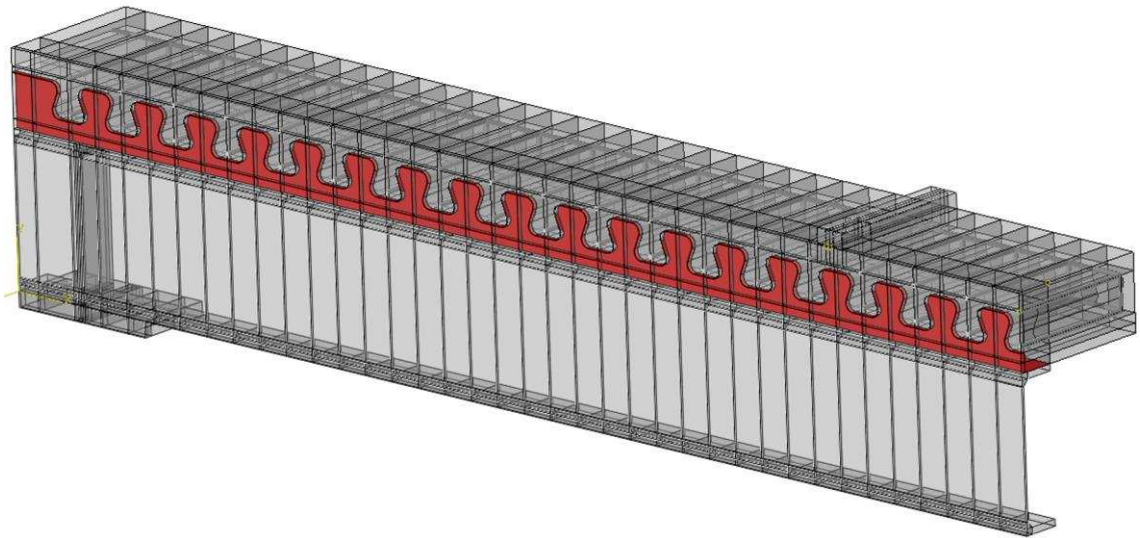


Figura 3-31. Regiões com interação do tipo *hard-contact* no modelo montado.

Observa-se que na face frontal dos dentes do conector não foi aplicada a interação do tipo *hard contact*, uma vez que nesta região utilizou-se a restrição do tipo *tie*. Além disso, nas regiões de geometria curva da face posterior também não se aplicou o contato rígido, pois isto levou a problemas de convergência em alguns modelos.

A região do modelo onde foi aplicada a interação do tipo *tie*, descrita anteriormente, é apresentada na Figura 3-32.

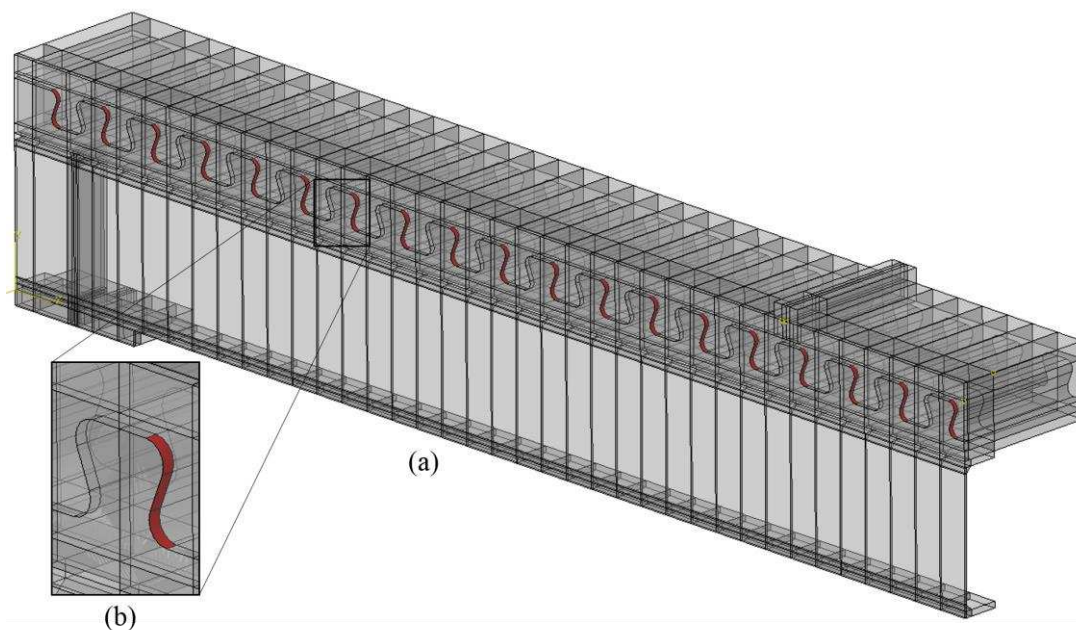


Figura 3-32. Regiões com interação do tipo *tie* entre o conector Crestbond e a laje de concreto: (a) perspectiva da viga mista; (b) detalhe frontal do dente de conexão.

3.5.1.3 Interação entre a chapa de carregamento e a laje

A interação entre a chapa de carregamento e a laje deve ser feita de maneira que possibilite a transmissão dos esforços, que são aplicados na chapa, para a laje. Para isto, adotou-se uma interação do tipo *tie constraint* (restrição de nó ou amarra), apresentada anteriormente no item 3.5.1.2. As regiões do modelo onde foram aplicadas a interação do tipo *tie*, descrita anteriormente, são apresentadas na Figura 3-33.

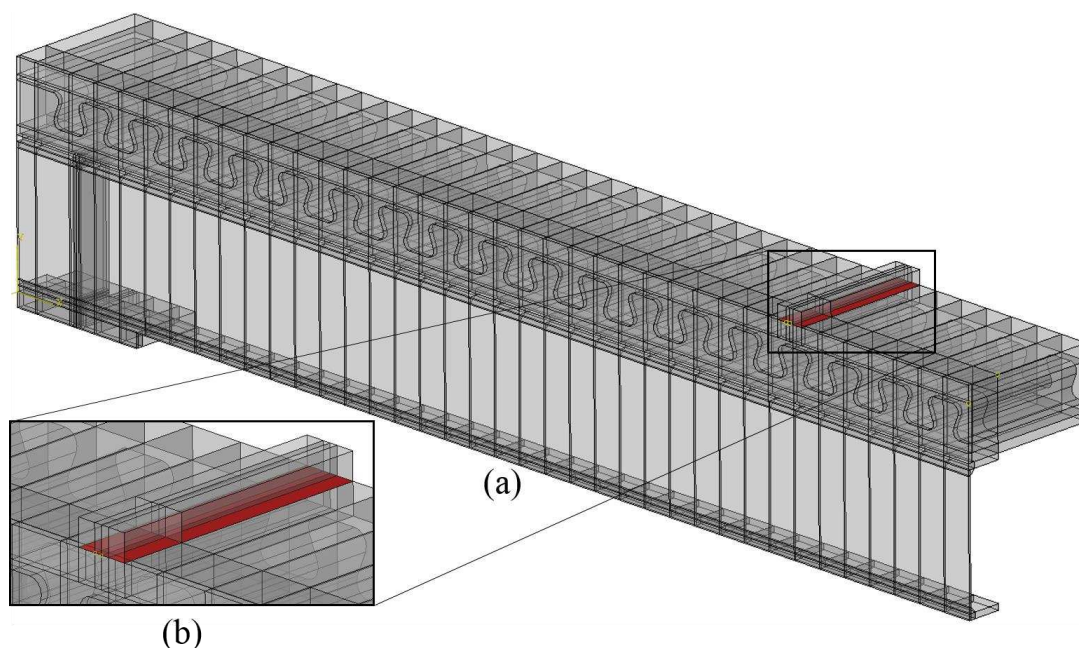


Figura 3-33. Regiões com interação do tipo *tie* conectando a chapa de carregamento e a laje de concreto: (a) perspectiva da viga mista; (b) detalhe do contato entre os componentes.

3.5.2 Carregamento

O carregamento no modelo desenvolvido foi aplicado por meio de deslocamentos verticais prescritos, impostos à chapa de carregamento. Esta forma de aplicação de esforços simula as condições experimentais de Alves (2014), nas quais um atuador hidráulico aplica deslocamentos sobre um distribuidor de carga, que os transmite à viga mista (Figura 2-34). A região de aplicação dos deslocamentos impostos é a linha média da face superior da chapa de carregamento (Figura 3-34):

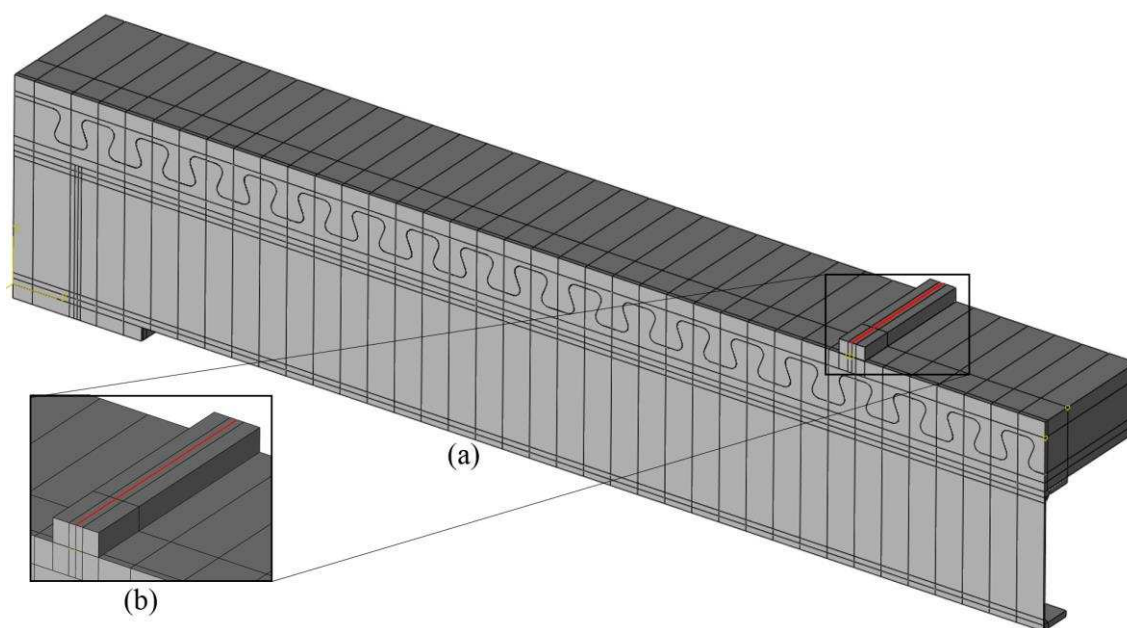


Figura 3-34. Região de aplicação dos deslocamentos impostos: (a) viga em perspectiva; (b) detalhe da chapa de carregamento.

O valor de deslocamento prescrito foi de 50 mm. Este valor é próximo do deslocamento que causa a ruptura na viga ensaiada por Alves (2014) e foi suficiente para manifestar o ponto de resistência máxima e o início da degradação da resistência no modelo numérico de viga mista desenvolvido.

Como o incremento de deslocamentos é sempre possível, utilizou-se o algoritmo de análise *static general*. O incremento máximo de deslocamentos permitido foi de 1% do deslocamento total, de forma que a análise completa apresentasse pelo menos 100 registros de estados intermediários, dos quais pode-se extrair resultados.

3.5.3 Condições de apoio e de simetria

O último passo para a criação do modelo é o estabelecimento das condições de apoio, de forma a garantir o equilíbrio da viga mista. Essas condições, para o modelo desenvolvido, consistem na representação do apoio físico, que simula o apoio utilizado experimentalmente por Alves (2014) e no estabelecimento das condições de simetria.

3.5.3.1 Apoio

Os apoios utilizados nos ensaios experimentais dos corpos de prova de viga mista consistiram de barras cilíndricas de aço posicionadas sob a chapa de base com eixo contido no plano dos enrijecedores de alma (Figura 2-34). De forma a simular o que foi descrito, a condição de apoio imposta ao modelo numérico desenvolvido foi a de deslocamentos verticais nulos em uma linha situada na face inferior da chapa de base, contida no plano médio dos enrijecedores de alma (Figura 3-35).

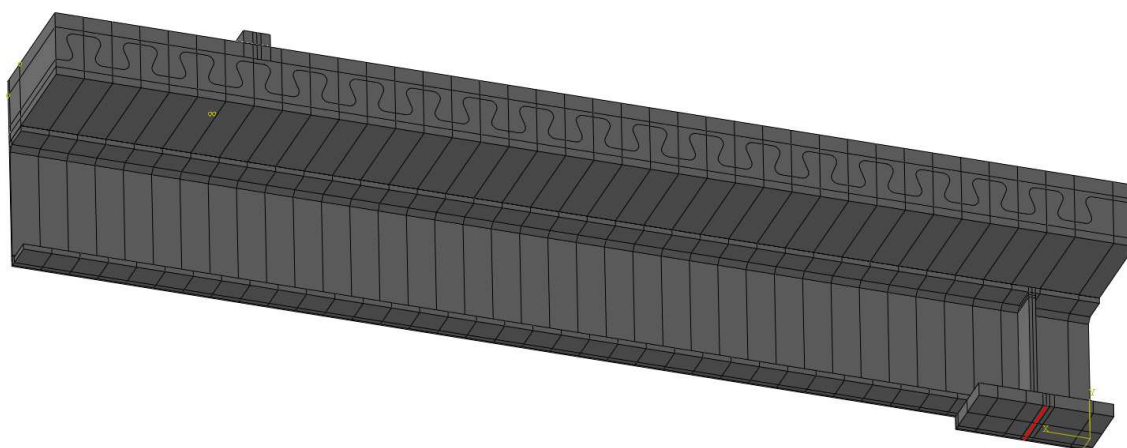


Figura 3-35. Condição de apoio imposta ao modelo de viga mista desenvolvido.

No caso de se aplicar deslocamentos impostos como condição de carregamento, a região de apoio exerce um papel importante, uma vez que os valores das forças de reação (obtidos nos nós com deslocamento restrito) são necessários para se conhecer o valor da força atuante em cada passo de carga.

3.5.3.2 Condições de simetria

No item 3.2.2 foi mostrado que o problema em estudo possui dois planos de simetria (Figura 3-6), o que possibilita a modelagem de apenas um quarto do modelo completo. Desde então, todos os outros aspectos do modelo foram apresentados em relação a esta parcela.

Para que tudo isto seja válido, é necessário definir as condições de simetria no modelo numérico. De forma geral as condições de simetria em relação a um plano estabelecem que os deslocamentos (translações) na direção normal ao plano devem ser nulos e que as rotações em relação aos eixos contidos no plano também devem ser nulas.

Considerando-se que em todos os modelos desenvolvidos a direção longitudinal da viga foi orientada ao longo do eixo x e que a direção vertical para cima é dada pelo sentido positivo do eixo y , os planos de simetria do modelo correspondem ao plano $y-z$ e ao plano $x-y$. As regiões no modelo nas quais as condições de simetria foram aplicadas são ilustradas na Figura 3-36 e na Figura 3-37:

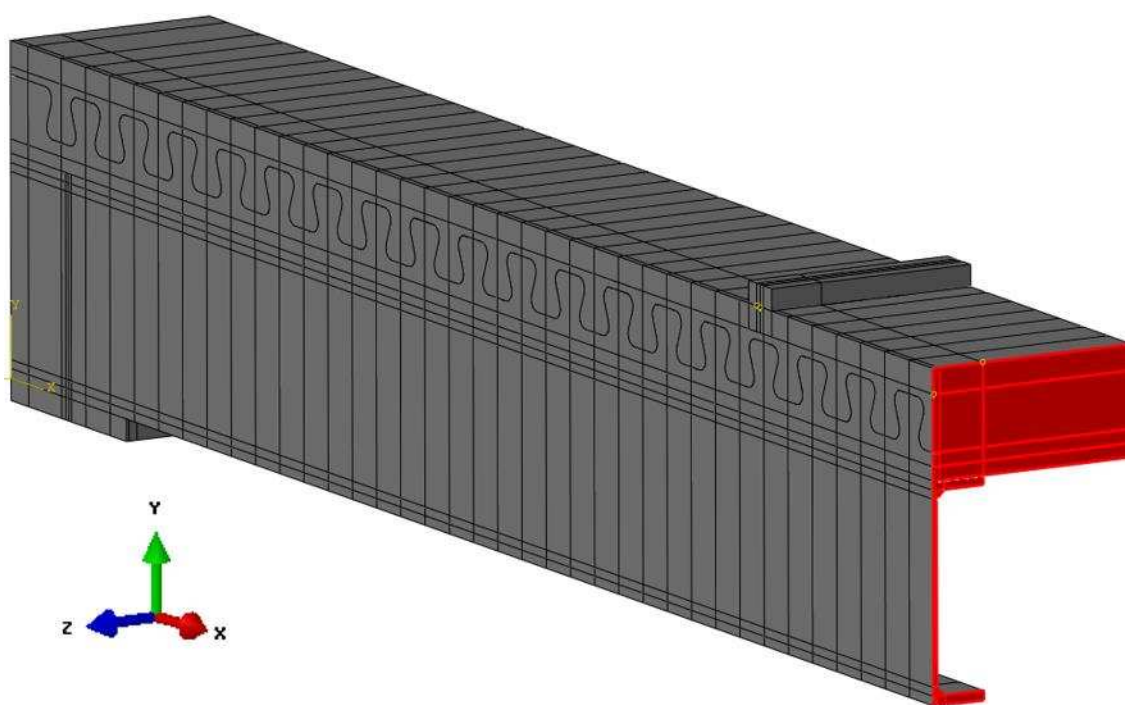


Figura 3-36. Condição de simetria em relação ao plano $y-z$.

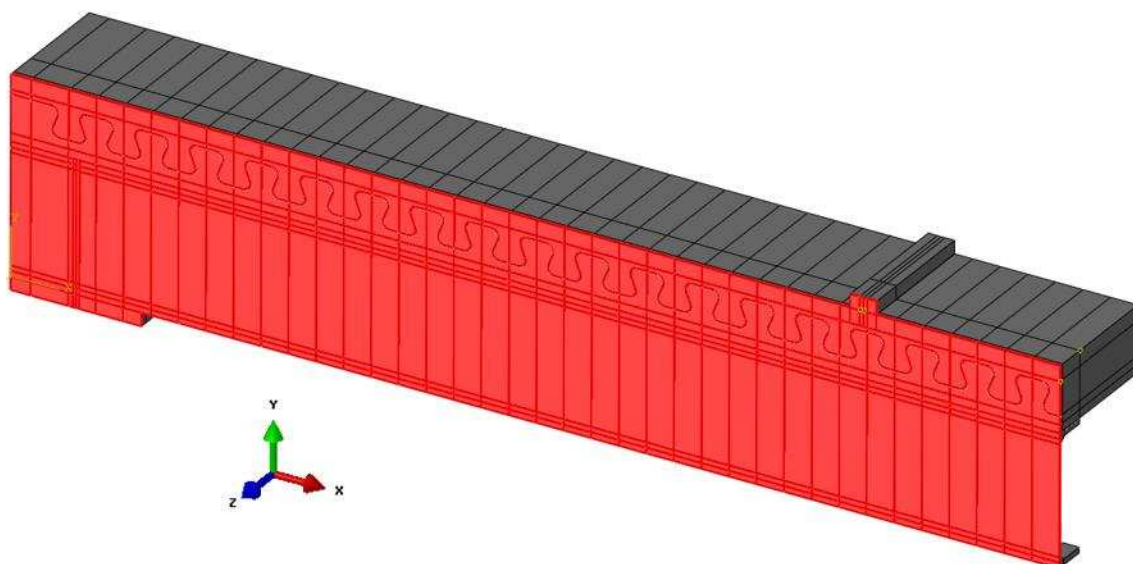


Figura 3-37. Condição de simetria em relação ao plano x - y .

3.6 Validação do modelo numérico

Nesta seção é abordada a validação do modelo numérico desenvolvido nas seções anteriores, com base nos dados experimentais de Alves (2014). No primeiro tópico, apresentam-se os resultados experimentais obtidos pela autora e o posicionamento da instrumentação utilizada. Nos demais tópicos, são feitas comparações do comportamento do modelo numérico com o dos ensaios experimentais, com base em cada resultado observado.

3.6.1 Resultados experimentais obtidos por Alves (2014)

Nos dois ensaios experimentais em vigas mistas com Crestbond realizados por Alves (2014), as vigas foram instrumentadas de forma a se obter as seguintes medições:

- a força total aplicada pelo atuador hidráulico;
- os deslocamentos verticais na seção do meio do vão e em seções distantes 100 cm das extremidades;
- o deslizamento relativo horizontal entre a viga metálica e a laje na extremidade do corpo de prova (*slip*);
- o deslocamento vertical relativo entre a viga metálica e a laje (*uplift*) na extremidade do corpo de prova;
- o perfil de deformações longitudinais na viga mista na seção do meio do vão e em uma seção distante 100 cm de uma das extremidades do corpo de prova.

O valor da força aplicada pelo atuador hidráulico foi determinado por meio de uma célula de carga posicionada entre este elemento e o dispositivo de distribuição de carga. Desta forma, sendo F a força total aplicada pelo atuador e medida pela célula de carga, o esquema estático do ensaio é o ilustrado na Figura 3-38.

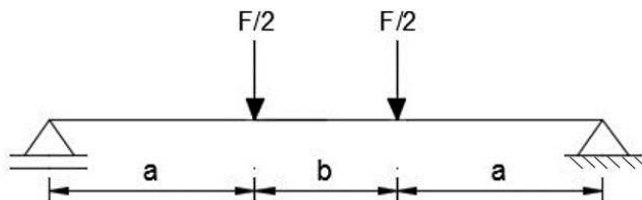


Figura 3-38. Esquema estático do ensaio realizado por Alves (2014).

A determinação dos valores de deslocamentos verticais, deslizamentos relativos e *uplift* foi realizada utilizando-se transdutores de deslocamento (LVDT) posicionados ao longo da viga mista, como indicado na Figura 3-39.

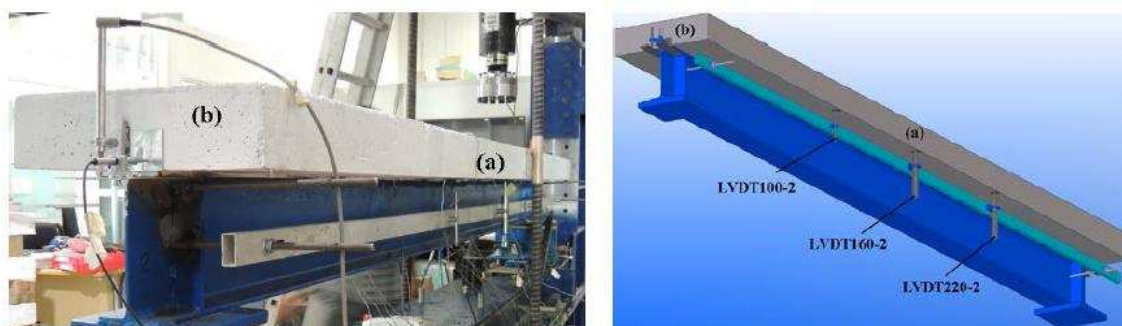


Figura 3-39. Disposição dos transdutores de deslocamento para determinação: (a) dos deslocamentos verticais; (b) do deslizamento horizontal e *uplift* (ALVES, 2014).

As deformações foram obtidas por meio de extensômetros de resistência elétrica, posicionados nas seções transversais do meio do vão e em uma seção intermediária distante 100 cm de uma das extremidades. A disposição dos extensômetros ao longo da seção transversal mista está ilustrada na Figura 3-40.

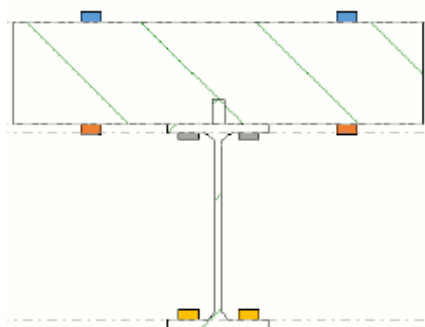


Figura 3-40. Disposição dos extensômetros na seção mista (ALVES, 2014).

3.6.2 Relação força×deslocamento e comportamento geral observado

As vigas mistas com Crestbond ensaiadas por Alves (2014) foram denominadas *VM_Crest_1* e *VM_Crest_2*. Essa mesma nomenclatura é utilizada neste e nos próximos tópicos para a comparação dos resultados da autora com os do modelo numérico desenvolvido neste trabalho.

3.6.2.1 Relação força×deslocamento

Para a obtenção da relação entre a força total aplicada e o deslocamento vertical no centro do vão para o modelo numérico, foram extraídos do modelo numérico os resultados de forças verticais atuantes no apoio (conforme explicado no item 3.5.3.1) e de deslocamento vertical do ponto médio da face de baixo da mesa inferior do perfil metálico na seção central (Figura 3-41).

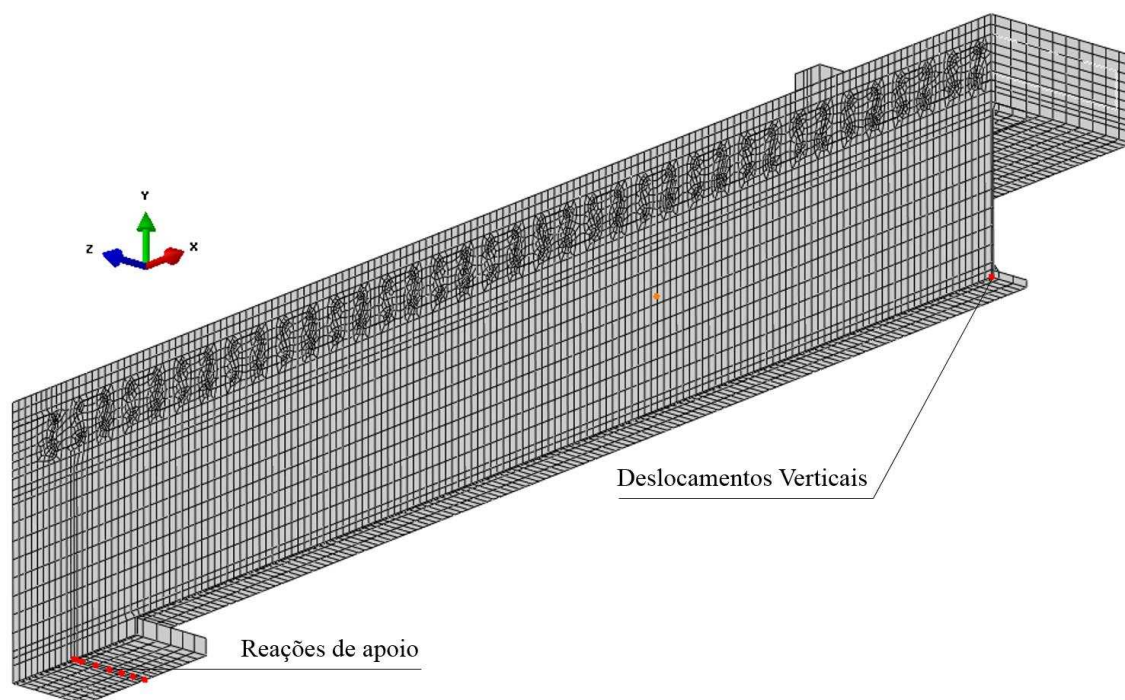


Figura 3-41. Pontos de obtenção dos resultados para o traçado da curva força×deslocamento.

Na Figura 3-42 são apresentadas as curvas força×deslocamento para as vigas *VM_Crest_1* e *VM_Crest_2*, juntamente com a curva correspondente obtida com os resultados do modelo numérico desenvolvido.

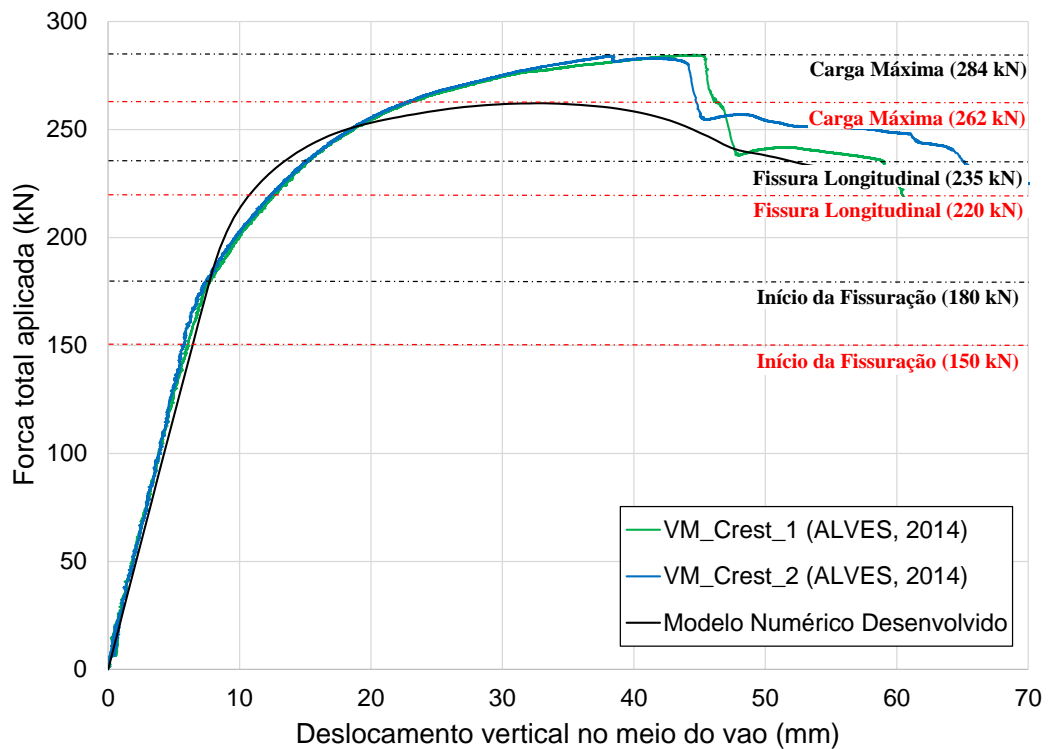


Figura 3-42. Relação força×deslocamento dos ensaios experimentais e do modelo numérico.

Observa-se que o comportamento força×deslocamento dos corpos de prova *VM_Crest_1* e *VM_Crest_2* são praticamente idênticos, apresentando a mesma rigidez e a mesma carga máxima de ensaio (284 kN).

A análise visual da curva de resultados do modelo numérico indica que este representou bem a rigidez das vigas ensaiadas experimentalmente (mesma inclinação observada até o início das não linearidades). A carga máxima atingida pelo modelo numérico foi de 262 kN, portanto 7,7% menor do que o valor obtido experimentalmente. Os deslocamentos correspondentes à carga máxima nas vigas *VM_Crest_1* e *VM_Crest_2* foram de 45,0 mm e 38,0 mm, respectivamente. Já no modelo numérico, a carga máxima ocorreu para um deslocamento de 32,6 mm.

Uma discussão sobre as diferenças observadas com relação à carga máxima, é apresentada no item 3.6.5.

3.6.2.2 Comportamento geral observado

Quanto ao comportamento geral da viga mista durante o ensaio, Alves (2014) reporta que o início das não linearidades na curva força×deslocamento coincide com a observação das primeiras fissuras no concreto, para uma carga próxima de 180 kN. Ainda, com a

evolução do carregamento, observou-se o surgimento de uma fissura longitudinal na face superior da laje, no plano do conector, para uma força próxima de 235 kN, que se originou próximo ao ponto de aplicação da carga e evoluiu em direção ao apoio. Finalmente, a ruptura (284 kN) foi caracterizada pelo esmagamento do concreto situado na parte superior da laje, na região entre os pontos de aplicação das cargas. Este comportamento, com os mesmos limites de carga (representados em preto na Figura 3-42), foi observado tanto para a viga *VM_Crest_1* quanto para a *VM_Crest_2*.

Um comportamento semelhante foi constatado no modelo numérico desenvolvido (limites representados em vermelho na Figura 3-42). Observa-se a ocorrência das primeiras fissuras na parte tracionada da laje de concreto para uma força aplicada de cerca de 150 kN. No modelo numérico, diferentemente do que se observa no ensaio experimental, o início da fissuração não implicou na observação do início das não linearidades, que ocorrem para o mesmo nível de carga dos ensaios experimentais (cerca de 180 kN). Na Figura 3-43 são comparados os aspectos da viga *VM_Crest_1* no início da observação da fissuração e do modelo numérico no mesmo ponto. Para este último, a fissuração é representada pela variável de dano à tração. Nos pontos onde este valor é diferente de zero, as tensões de tração no concreto superaram o limite de resistência determinado no modelo (apresentado no item 3.3.2.2).

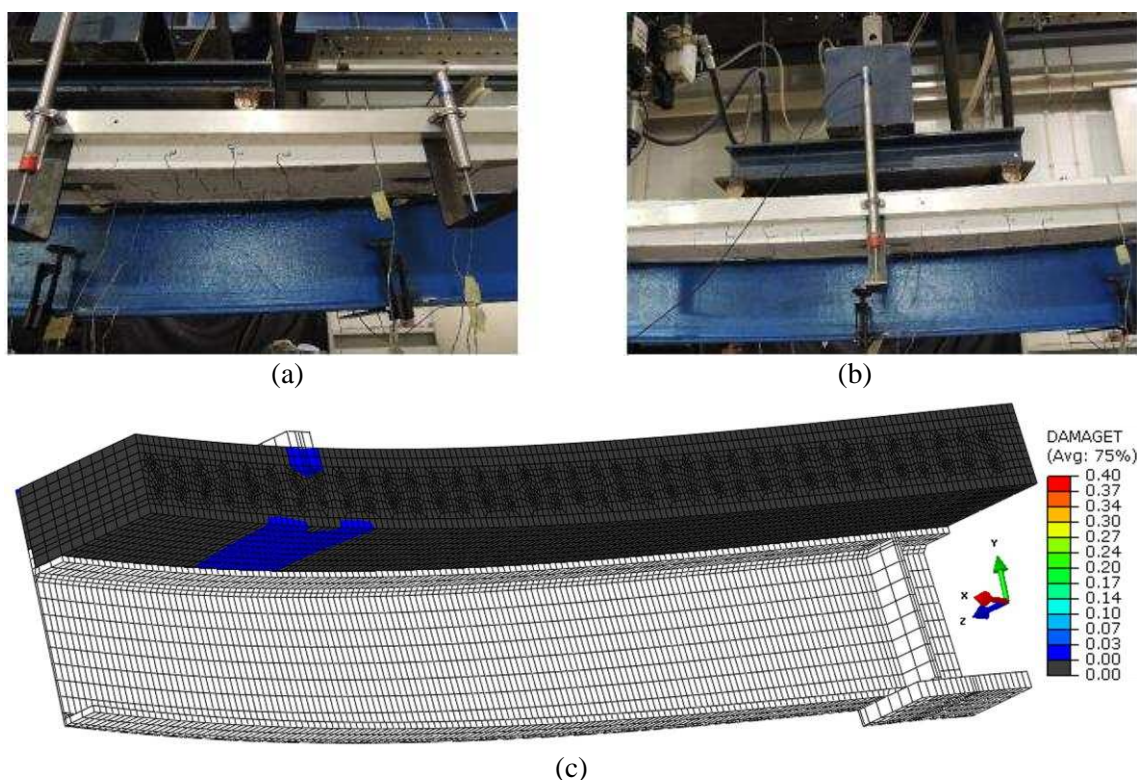


Figura 3-43. Ocorrência das primeiras fissurações no concreto: (a) e (b) comportamento observado no ensaio da viga *VM_Crest_1* (ALVES, 2014) (c) comportamento do modelo numérico.

No modelo numérico observam-se indícios do surgimento de uma fissura longitudinal, na face superior do concreto, para um nível de carregamento de 220 kN. Este comportamento é similar ao observado nos ensaios experimentais para uma força em torno de 235 kN. Na Figura 3-44 e na Figura 3-45 são comparados os aspectos das vigas ensaiadas experimentalmente por Alves (2014) com o modelo numérico, para os níveis de carregamento descritos (surgimento da fissura longitudinal). Novamente, as fissuras no modelo numérico são representadas pela variável de dano à tração.



Figura 3-44. Surgimento de uma fissura longitudinal na face superior da laje de concreto, no plano do conector: (a) VM_Crest_1; (b) VM_Crest_2 (ALVES, 2014).

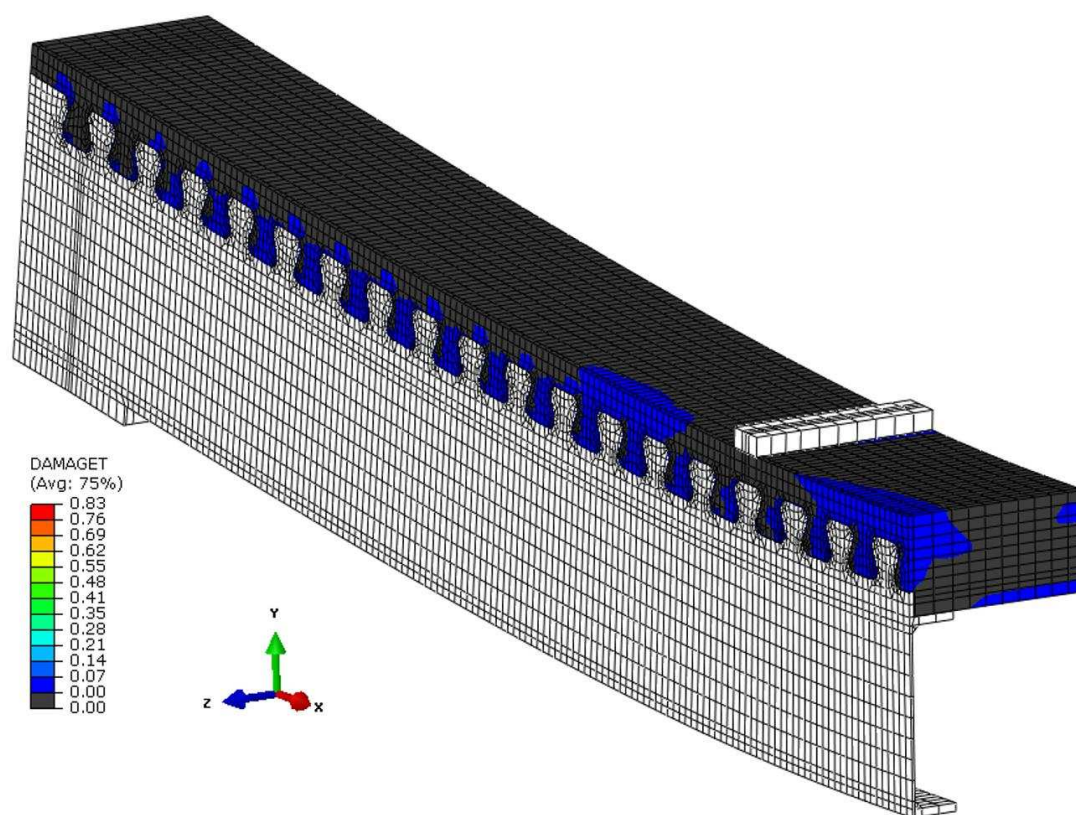


Figura 3-45. Surgimento de uma fissura longitudinal na face superior da laje de concreto, no plano do conector no modelo numérico desenvolvido.

Finalmente, no ponto de carga máxima no modelo numérico (262 kN), observou-se que o concreto comprimido entre os pontos de aplicação de carga atingira sua tensão resistente máxima, apresentando-se danificado. A região de concreto mais danificada é coincidente com a região onde o material sofreu ruptura nas vigas ensaiadas por Alves (2014). Na Figura 3-46 e na Figura 3-47 são comparados os aspectos desta região nos modelos numéricos e experimentais para as respectivas cargas máximas. Neste caso, o esmagamento do concreto é representado pela variável de dano à compressão.



Figura 3-46. Esmagamento do concreto comprimido na região entre pontos de aplicação de carga: (a) VM_Crest_1; (b) VM_Crest_2 (ALVES, 2014).

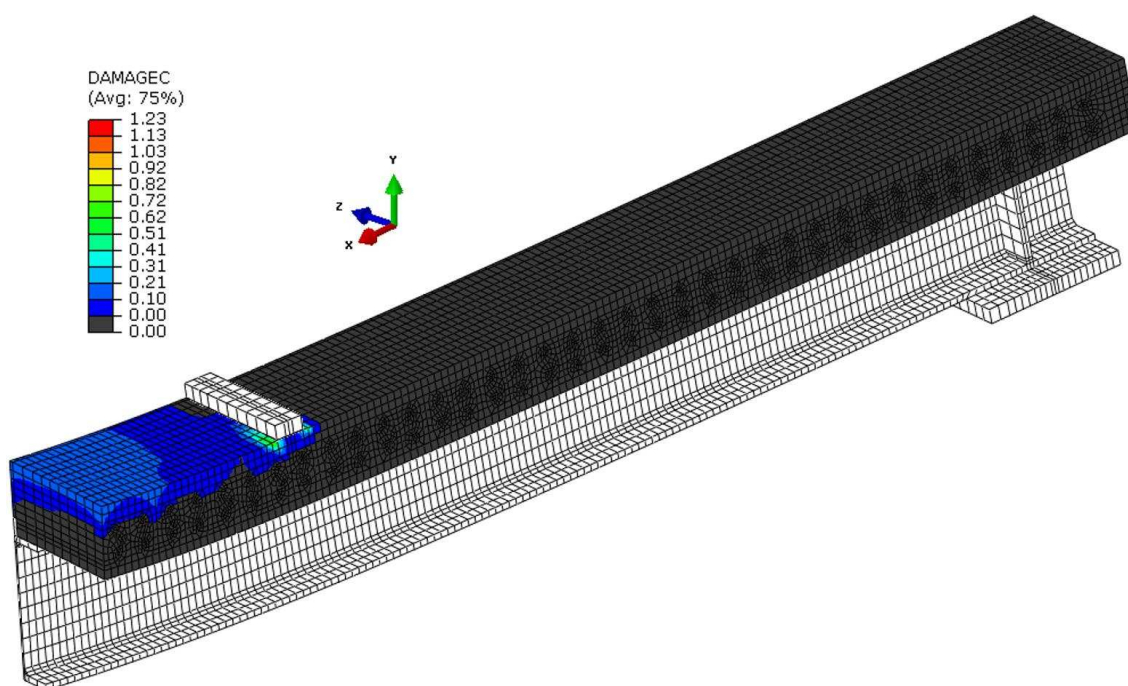


Figura 3-47. Esmagamento do concreto comprimido na região entre pontos de aplicação de carga no modelo numérico desenvolvido.

Acompanhando o esmagamento do concreto, observa-se a intensificação da formação e da abertura de fissuras na parte inferior da laje. Este comportamento é mostrado na Figura 3-48, novamente comparando-se os resultados experimentais com os numéricos.

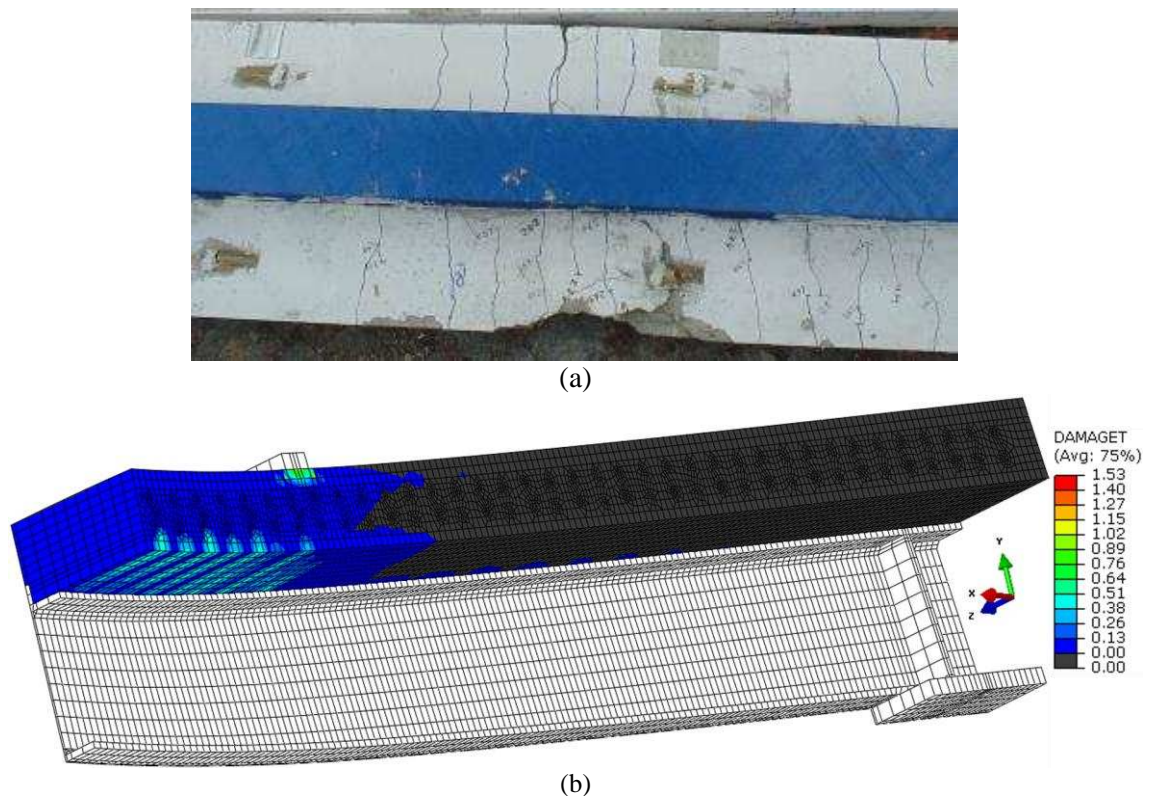


Figura 3-48. Fissuração na face inferior da laje de concreto na ruptura: (a) vista inferior da *VM_Crest_1*; (b) modelo numérico desenvolvido.

3.6.2.3 Discussões adicionais

A análise do modelo numérico no passo de carga da ruptura (força máxima) revela alguns fatos que merecem ser destacados:

- o conector de cisalhamento não apresenta deformações consideráveis (Figura 3-49);
- os dois dentes adjacentes ao ponto de aplicação de carga (no sentido da extremidade livre da viga) sofrem plastificação total de sua seção (Figura 3-49);
- com a excessão destes dentes, o conector sofre apenas plastificações localizadas que não justificam a ruptura da conexão (Figura 3-49);
- o perfil metálico sofre plastificação na região central da viga que, na seção do meio do vão, se estende por toda a mesa inferior e alma do perfil (Figura 3-49); e
- apesar da plastificação, o perfil ainda não atingiu sua resistência máxima (Figura 3-50), uma vez que a análise do diagrama tensão×deformação do material (Figura 3-16) indica que toda a seção central ainda não atingiu as tensões da fase de encruamento do aço.

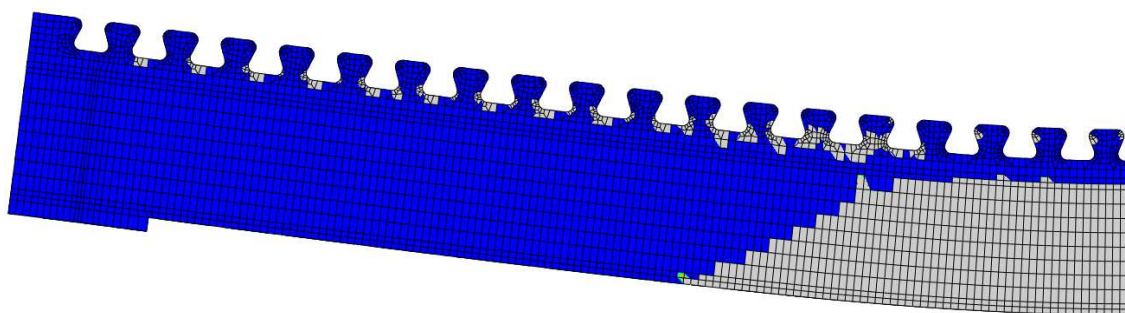


Figura 3-49. Regiões do perfil metálico e do conector (representadas na cor cinza) que apresentam deformação plástica na carga máxima.

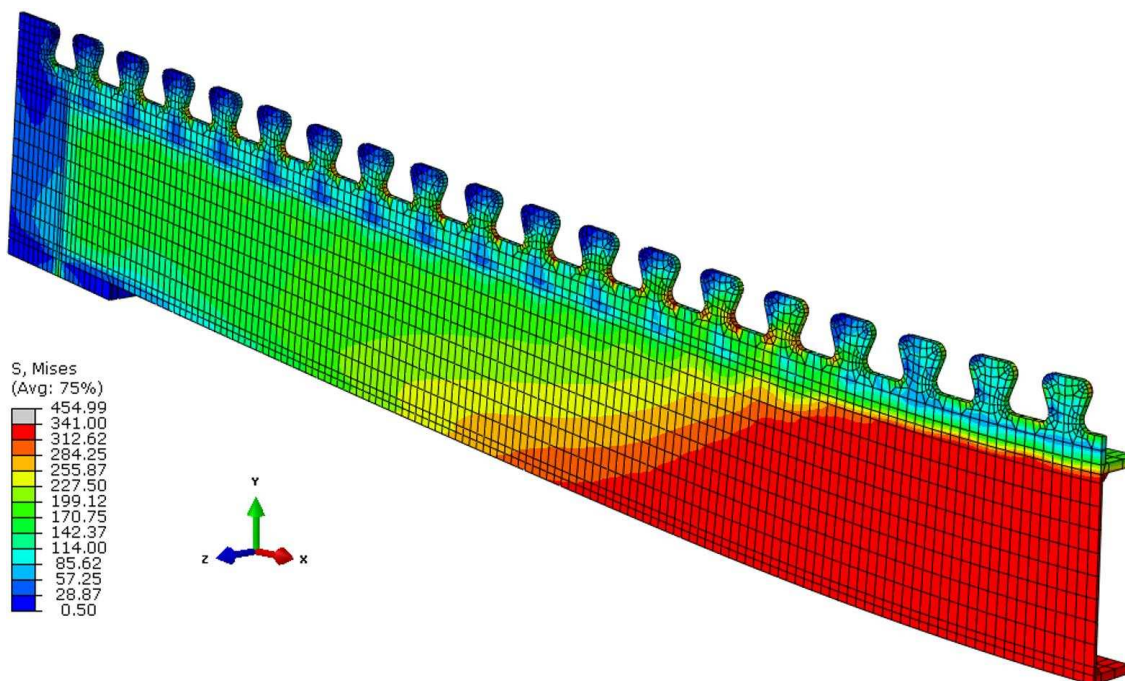


Figura 3-50. Distribuição das tensões de von Mises no perfil de aço e no conector na carga máxima.

Os resultados demonstram que nem o conector nem o perfil de aço limitaram o aumento dos esforços atuantes na viga mista no passo de carga analisado. Desta forma, a degeneração da resistência da viga mista após este ponto só pode ser explicada pelo esgotamento da capacidade resistente da laje de concreto. Assim sendo, pode-se concluir que, no modelo numérico analisado, a ruptura foi governada pelo comportamento do concreto, de forma semelhante à observada experimentalmente por Alves (2014).

Outro ponto a se destacar é a razão pela qual apenas os dois dentes trapezoidais adjacentes ao ponto de aplicação de carga, no sentido da extremidade da viga, sofrem plastificação de toda sua seção.

No item 2.3.4 explicou-se que a distribuição de esforços no conector se dá de acordo com o fluxo de cisalhamento da viga mista, calculado na interface entre o aço e o concreto. Mostrou-se ainda que, nas regiões plastificadas da viga mista, o fluxo de cisalhamento

aumenta, em função da nova distribuição de esforços na seção transversal. Na Figura 2-8 e na Figura 2-9 foi ilustrada a modificação do fluxo de cisalhamento com a ocorrência de plastificação para uma viga submetida a carregamento uniformemente distribuído.

No caso do modelo numérico desenvolvido, a viga biapoiada é submetida a cargas pontuais simétricas em relação ao meio do vão. Pela Resistência dos Materiais, a distribuição elástica do fluxo de cisalhamento para esta viga é constante entre os pontos de aplicação de carga e os apoios e nula entre os dois pontos de aplicação de carga. Na Figura 3-51 é apresentada a variação do fluxo de cisalhamento ao longo do comprimento da viga mista no modelo numérico desenvolvido. São representadas as curvas para os passos de carga equivalentes a 10%, 50%, 80%, 90% e 100% da carga máxima atingida no modelo (262 kN). Como o carregamento e o fluxo de cisalhamento são simétricos, apresentam-se os resultados para apenas metade da viga.

Observa-se que até o nível de carga correspondente a 80% do limite de resistência da viga, o fluxo de cisalhamento medido numericamente tem distribuição muito próxima da estimada pela Resistência dos Materiais clássica, observando-se: valores constantes entre a seção de carregamento e o apoio; e valores muito baixos (decrecentes até zero, no caso do modelo numérico) entre a seção de carregamento e o centro do vão.

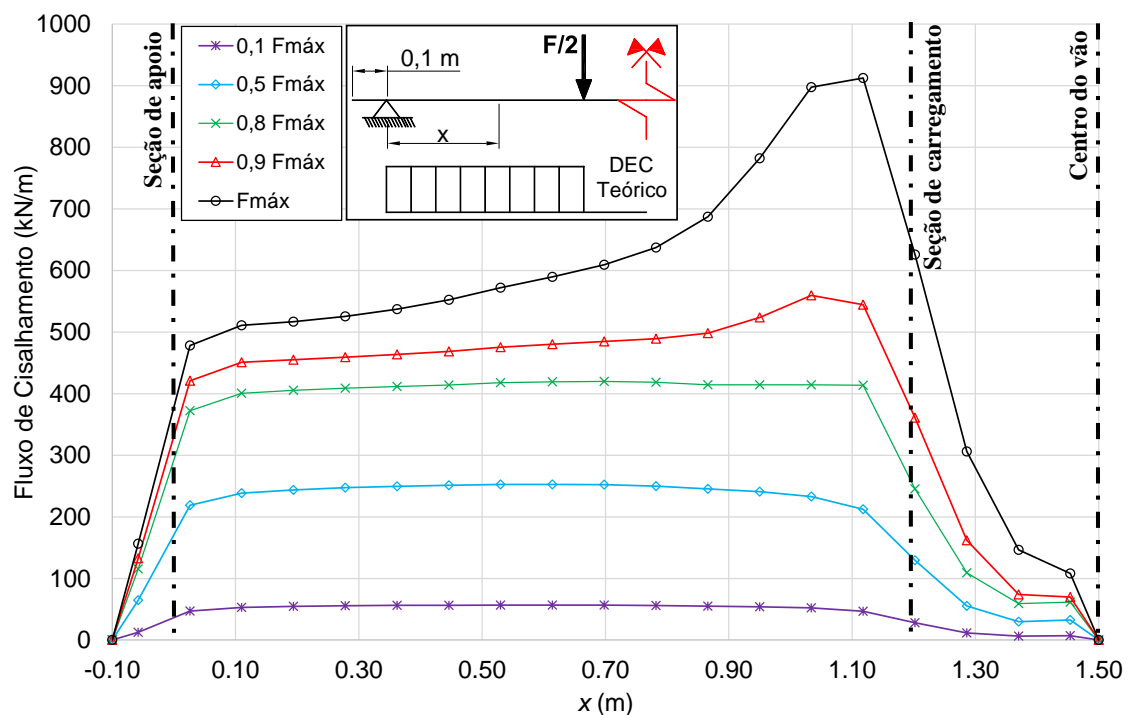


Figura 3-51. Variação do fluxo de cisalhamento ao longo do comprimento da viga no modelo numérico desenvolvido.

Para níveis de carregamento superiores a 80% do limite de resistência, observam-se mudanças no comportamento geral das distribuições de fluxo de cisalhamento. Na região do centro do vão e nas proximidades da seção de carregamento, observa-se o aumento na intensidade do fluxo de cisalhamento, provocado pela plastificação da seção mista na região central da viga.

No gráfico representado na Figura 3-51, cada marcador está representado na posição de um dos dentes do conector. Observa-se que os dois dentes nos quais agem os maiores esforços cisalhantes, após a plastificação da seção mista, são aqueles adjacentes à seção de carregamento, no sentido da extremidade da viga. Por esta razão, apenas estes elementos sofrem plastificação total de sua seção resistente. Nota-se ainda que as regiões do conector nas quais a plastificação é mais intensa (Figura 3-49) coincidem com as regiões onde se observam os maiores valores da distribuição de fluxo de cisalhamento após a plastificação da seção mista (Figura 3-51).

3.6.3 Deslizamento horizontal e *uplift*

Nesta seção são comparados os resultados de deslizamento horizontal e separação vertical (*uplift*), entre a laje de concreto e o perfil metálico, medidos experimentalmente por Alves (2014) com os obtidos do modelo numérico desenvolvido.

Para a obtenção dos valores mencionados no modelo numérico, foram extraídos os resultados de deslocamento total de dois pontos situados na extremidade da viga mista: um na laje de concreto e um na viga metálica. Os pontos escolhidos são coincidentes quando a estrutura está em sua posição indeformada, sendo localizados na extremidade livre da viga, sobre a face da mesa superior em contato com a laje, no encontro destes elementos com o conector de cisalhamento (Figura 3-52).

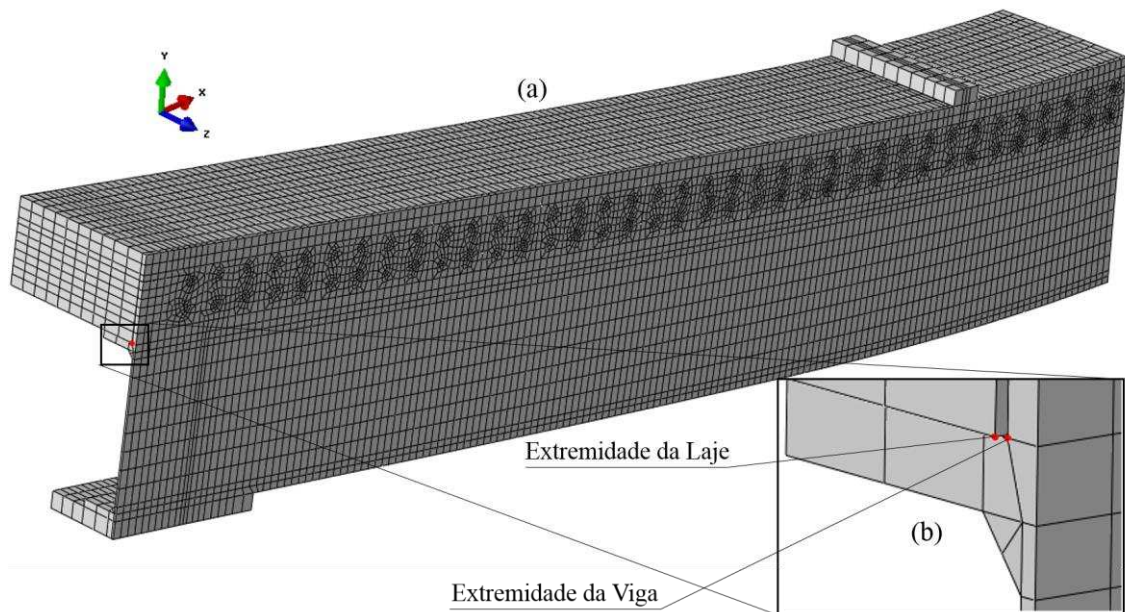


Figura 3-52. Pontos de obtenção dos resultados de deslizamento horizontal e *uplift*: (a) vista em perspectiva da viga mista deformada; (b) detalhe dos pontos na extremidade da laje e da viga (escala de deformação aumentada em 25 vezes).

Considerou-se a medida do deslizamento horizontal como sendo a subtração entre os valores das componentes de deslocamento na direção longitudinal no ponto situado na laje de concreto e no ponto situado na viga metálica. A medida da separação vertical foi obtida de forma análoga, considerando as componentes de deslocamento na direção vertical nos mesmos pontos.

3.6.3.1 Deslizamento horizontal

Na Figura 3-53 apresentam-se os gráficos comparativos da relação força×deslizamento horizontal para os resultados experimentais de Alves (2014) e para os resultados numéricos obtidos do modelo desenvolvido. Para os resultados experimentais é apresentada, além das curvas relativas aos corpos de prova *VM_Crest_1* e *VM_Crest_2*, a média destes dois resultados.

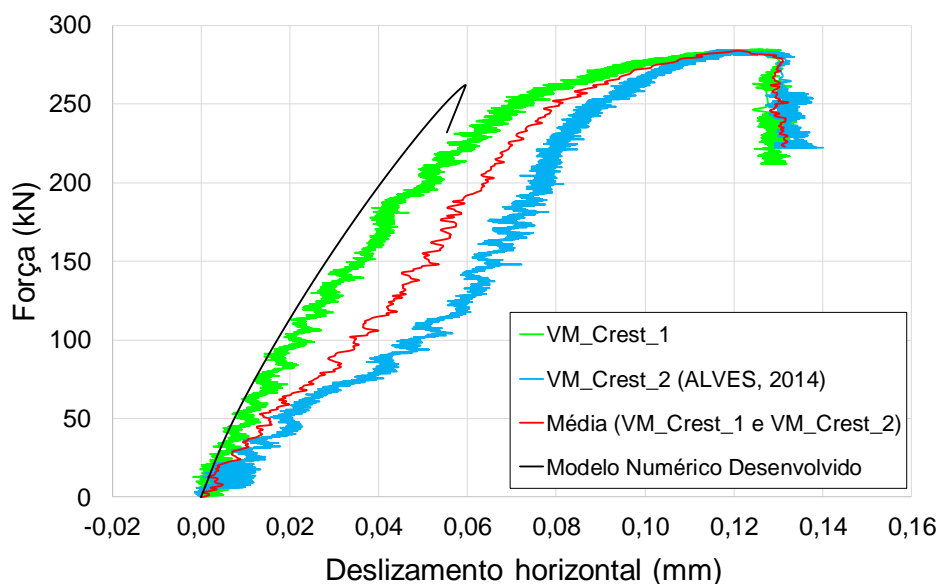


Figura 3-53. Relação força×deslizamento horizontal dos ensaios experimentais e do modelo numérico.

Observa-se que o desenvolvimento do deslizamento horizontal, conforme se aplica o carregamento na viga mista, é similar nos corpos de prova ensaiados experimentalmente e no modelo numérico em estudo. Em especial, observa-se uma boa correlação dos resultados numéricos com aqueles observados no ensaio da *VM_Crest_1*. Apesar do modelo numérico subestimar os valores de deslizamento horizontal, as duas curvas em questão são próximas até certos níveis de carregamento, sendo a diferença percentual dos resultados numéricos em relação aos experimentais de 7,5% para carga aplicada de 180 kN e de 20% para carga de 250 kN.

Após este último nível de carregamento, o deslizamento passa a se desenvolver com maior intensidade nos modelos experimentais, enquanto o modelo numérico atinge o pico de carga (262 kN) e o deslizamento relativo passa a diminuir com o descarregamento. Em função disto, a diferença nos deslocamentos correspondentes à carga de pico é grande, sendo de cerca de 0,12 mm para os modelos experimentais e de 0,06 mm para o modelo numérico (50% menor do que o valor experimental).

Apesar disto, de forma geral, os deslocamentos horizontais relativos entre a laje e a viga metálica são pequenos. Em função desta pequena magnitude, pode-se observar, nas curvas experimentais ilustradas na Figura 3-53, uma grande variabilidade na leitura dos transdutores de deslocamento, que apresentam, inclusive, leituras negativas para o início do experimento (laje se deslocando longitudinalmente para “dentro” da viga, como se atuasse momento negativo na seção mista).

Para levar em consideração as diferenças nas cargas máximas obtidas experimentalmente e numericamente, apresenta-se a relação força×deslizamento horizontal com a força normalizada em relação aos respectivos máximos (Figura 3-54):

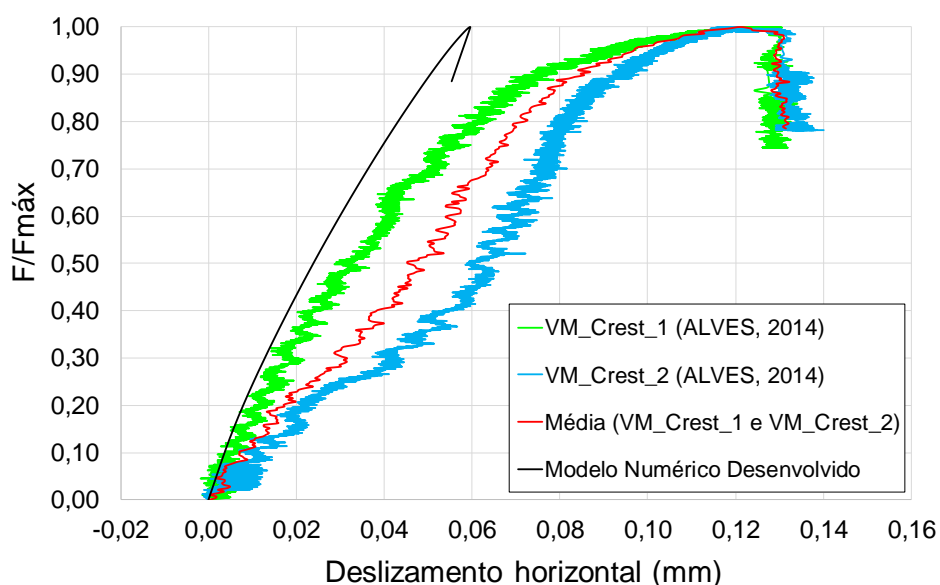


Figura 3-54. Relação força×deslizamento horizontal dos ensaios experimentais e do modelo numérico (forças normalizadas em relação aos respectivos máximos).

Ao se normalizar a curva em relação às forças máximas, observa-se que o comportamento do modelo numérico se afasta do experimental para níveis de carregamento mais baixos do que os observados anteriormente. Para 65% do carregamento total, a diferença entre as curvas numérica e experimental é de 15%. No que se refere ao deslocamento relativo no pico de carga, as observações realizadas anteriormente permanecem válidas.

3.6.3.2 Separação vertical (*uplift*)

De forma semelhante à realizada na seção anterior, na Figura 3-55 apresentam-se os gráficos comparativos da relação “força×separação vertical” para os resultados experimentais de Alves (2014) e para os resultados numéricos obtidos do modelo desenvolvido. Novamente, também é apresentada a média dos resultados dos corpos de prova *VM_Crest_1* e *VM_Crest_2*:

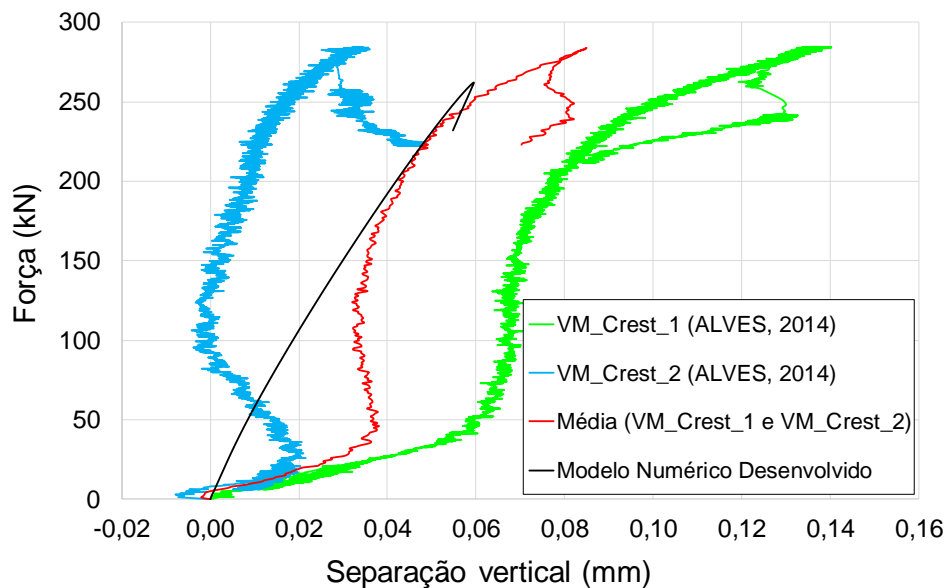


Figura 3-55. Relação força×separação vertical dos ensaios experimentais e do modelo numérico.

Pode-se observar uma diferença considerável no desenvolvimento da separação vertical entre a laje e a viga metálica nos corpos de prova *VM_Crest_1* e *VM_Crest_2*. Apesar do desenvolvimento inicial ser similar para os dois corpos de prova, no segundo a separação vertical diminui até valores próximos a zero para um patamar de carga de 100 kN.

Quanto ao comportamento do modelo numérico, observa-se que a relação força×separação vertical obtida é próxima da média dos dois modelos, em especial para níveis de carregamento acima de 150 kN, para os quais as duas curvas apresentam boa correlação (diferenças relativas menores do que 15%).

A separação vertical correspondente à carga de pico é de 0,084 mm para os modelos experimentais e de 0,060 mm para o modelo numérico (30% menor do que o valor experimental).

De forma semelhante à realizada para os deslizamentos horizontais relativos, apresenta-se na Figura 3-56 a relação força×separação vertical com a força normalizada em relação aos respectivos máximos.

Observa-se, neste caso, que o comportamento do modelo numérico se afasta do resultado da curva médias dos corpos de prova ensaiados. As melhores correlações são observadas para o trecho entre 60% e 90% do carregamento total aplicado, sendo a diferença mínima entre os deslocamentos verticais de 9%, para cerca de 75% do carregamento total

aplicado. Em todo o carregamento, os resultados do modelo numérico subestimam os resultados experimentais médios.

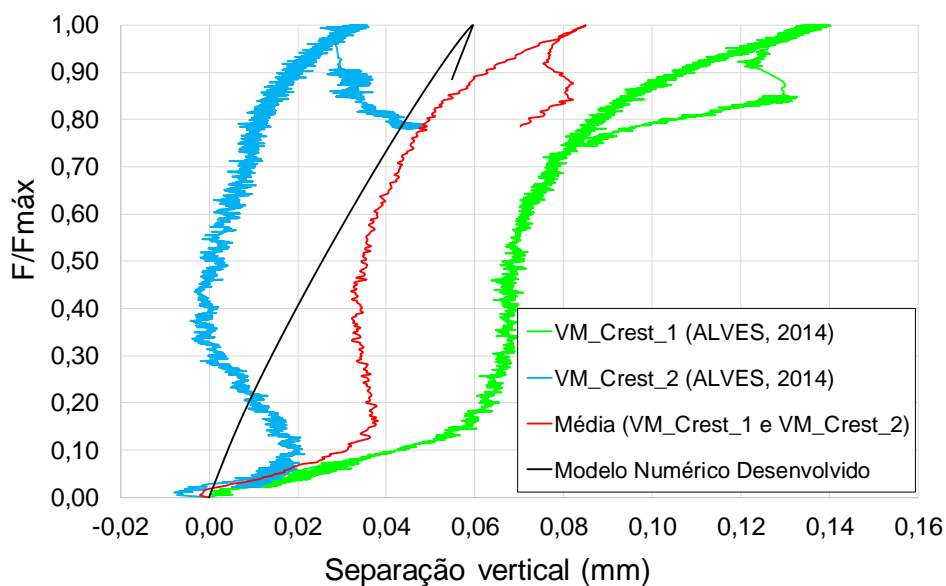


Figura 3-56. Relação força×separação vertical dos ensaios experimentais e do modelo numérico (forças normalizadas em relação aos respectivos máximos).

Novamente, cabe observar que, de forma geral, os valores obtidos de separação vertical entre a laje e a viga metálica são muito pequenos. Pode-se observar, nas curvas experimentais ilustradas na Figura 3-55 e na Figura 3-56, uma grande variabilidade na leitura dos transdutores de deslocamento, apresentando, inclusive, leituras negativas em alguns pontos do experimento (laje se deslocando verticalmente para “dentro” da viga). No cenário experimental, considerando a pequena magnitude dos deslocamentos medidos, essa flutuação das medições pode ser consequência de alguma acomodação dos transdutores, causada pela vibração que é propagada na montagem, em decorrência do acionamento rápido e recorrente das válvulas de comando digital que controlam a entrada e a saída de óleo hidráulico no atuador, para garantir a taxa de deslocamento programada.

De forma geral, o que é coerente e significativo é que a resposta numérica exibe um comportamento muito semelhante ao observado experimentalmente, em termos do *uplift*, demonstrando que o modelo numérico é capaz de computar as deformações sofridas pelo sistema que resultam no deslocamento transversal relativo entre a laje de concreto e o perfil de aço.

3.6.4 Deformações

Nesta seção são comparados os resultados de deformações ao longo da seção central da viga mista medidos experimentalmente por Alves (2014) com os obtidos do modelo numérico desenvolvido.

Para a obtenção dos valores mencionados no modelo numérico, foram extraídos os resultados de deformação total longitudinal de quatro pontos situados na seção central da viga mista: (1) na face superior da laje de concreto; (2) na face inferior da laje de concreto; (3) na mesa superior da viga metálica; e (4) na mesa inferior viga metálica. Os pontos escolhidos estão ilustrados na Figura 3-57. Os pontos foram escolhidos o mais próximo possível do plano de simetria, tendo-se em vista que os resultados experimentais apresentados por Alves (2014) consistem na média das leituras dos dois extensômetros posicionados em cada cota da seção transversal (Figura 3-40).

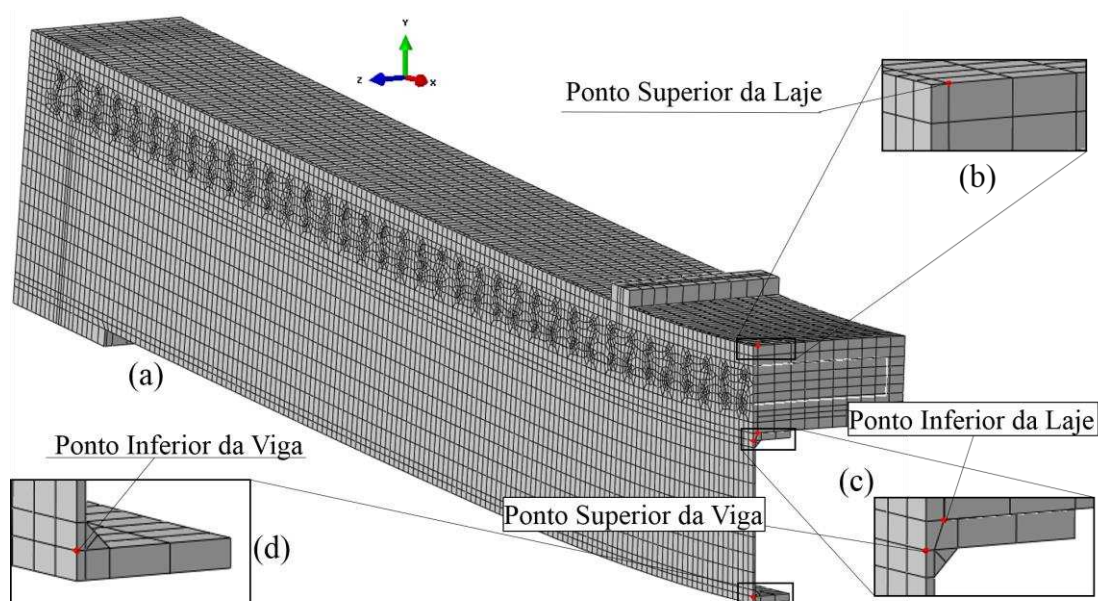


Figura 3-57. Pontos de obtenção dos resultados de deformações: (a) vista em perspectiva da viga mista deformada; (b) detalhe do ponto superior da laje; (c) detalhe do ponto inferior da laje e do ponto superior da viga; e (d) detalhe do ponto inferior da viga.

Nos resultados apresentados a seguir, os pontos nos quais as deformações foram medidas foram identificados como: Ponto Inferior da Viga (V-I); Ponto Superior da Viga (V-S); Ponto Inferior da Laje (L-I); e Ponto Superior da Laje (L-S).

3.6.4.1 Desenvolvimento das deformações com o carregamento aplicado

Na Figura 3-58 são apresentadas as relações força×deformação para os resultados experimentais de Alves (2014), e para os resultados numéricos obtidos do modelo desenvolvido.

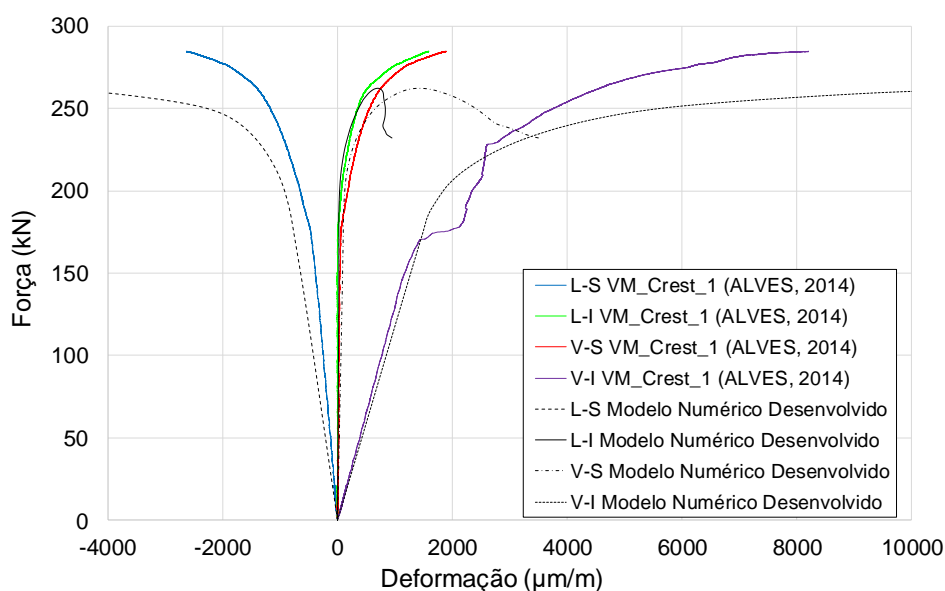


Figura 3-58. Relação força×deformação do ensaios experimental da *VM_Crest_1* e do modelo numérico.

De forma geral, observa-se boa correlação entre as deformações nos quatro pontos avaliados. Enquanto a viga mista está em regime elástico (até cerca de 180 kN de carga aplicada), não se nota diferença significativa nas curvas relativas aos pontos L-I e V-S, sendo que a deformação lida nestes pontos é próxima de zero.

Ainda no regime elástico, notam-se comportamentos muito próximos nas curvas relativas ao ponto V-I, de forma que a maior diferença relativa ocorre para uma carga aplicada de 150 kN, ponto no qual as deformações obtidas da viga *VM_Crest_1* e do modelo numérico são de 1170 $\mu\text{m/m}$ e 1270 $\mu\text{m/m}$, respectivamente (diferença de 8%). Nesta fase inicial de carregamento (até 180 kN) a maior diferença é obtida para as curvas relativas ao ponto L-S. Para o limite citado, foram obtidas deformações de 500 $\mu\text{m/m}$ para o ensaio experimental e 780 $\mu\text{m/m}$ para o modelo numérico (diferença de 36%).

Como as deformações obtidas em regime elástico para os pontos L-I e V-S foram próximas de zero, pode-se afirmar que a linha neutra elástica (LNE) encontrou-se próxima da interface entre o aço e o concreto nos ensaios realizados (experimentais e numéricos).

Ao se analisar as deformações para níveis de carregamento superiores a 180 kN, observa-se que as diferenças entre as curvas relativas à viga *VM_Crest_1* e aquelas relativas ao modelo numérico tendem a aumentar. Não obstante, observa-se ainda que o comportamento geral da relação força×deformação é próximo em todos os pontos analisados. Para as cargas próximas da ruptura, nos extremos da seção transversal (pontos L-S e V-I), o modelo numérico tende a superestimar as deformações.

Para poder realizar uma comparação da relação força×deformação que independa da carga última observada, apresentam-se as curvas normalizadas em relação à força máxima obtida em cada modelo (Figura 3-59):

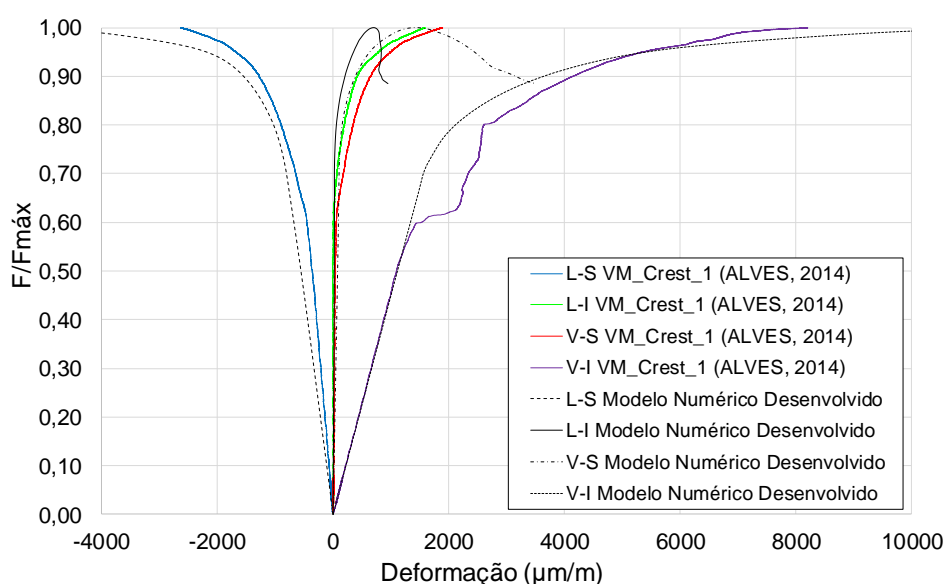


Figura 3-59. Relação força×deformação do ensaio experimental da *VM_Crest_1* e do modelo numérico (forças normalizadas em relação aos respectivos máximos).

Com as curvas normalizadas, observa-se uma melhor correlação entre os resultados experimentais e numéricos, em especial para os pontos L-S e V-I. As diferenças observadas anteriormente no regime elástico (até 60% da carga última) para o ponto V-I tornam-se praticamente nulas. Para o ponto L-S, para o nível de carga supracitado, foram obtidas deformações de 470 $\mu\text{m/m}$ para o ensaio experimental e 670 $\mu\text{m/m}$ para o modelo numérico (diferença de 30%), observando-se, também, melhoria nos resultados.

A comparação da Figura 3-58 com a Figura 3-59 mostra que as relações normalizadas melhoram, também, o comportamento dos pontos das extremidades da seção mista para os níveis de carregamento mais elevados. Ainda assim, nesses pontos, o modelo numérico tende a superestimar as deformações para níveis de carga superiores a 95% da carga máxima.

A análise das deformações na ruptura indica alongamento para as fibras dos pontos V-I, V-S e L-I e encurtamento para as fibras do ponto L-S. Isto indica que a linha neutra plástica (LNP) encontra-se na laje de concreto, ou seja, deslocou-se para cima em relação à posição da linha neutra elástica, evidenciando que a capacidade portante da laje de concreto é superior à do perfil de aço. Independente disso, a ruptura ocorre por esmagamento do concreto, que não suporta o nível de deformação imposto no momento da ruptura. O aço ainda poderia sofrer deformações adicionais sem degeneração das tensões resistentes.

Na Figura 3-60 apresentam-se as deformações que se desenvolveram no corpo de prova *VM_Crest_2* e no modelo numérico, em função do carregamento aplicado na viga mista.

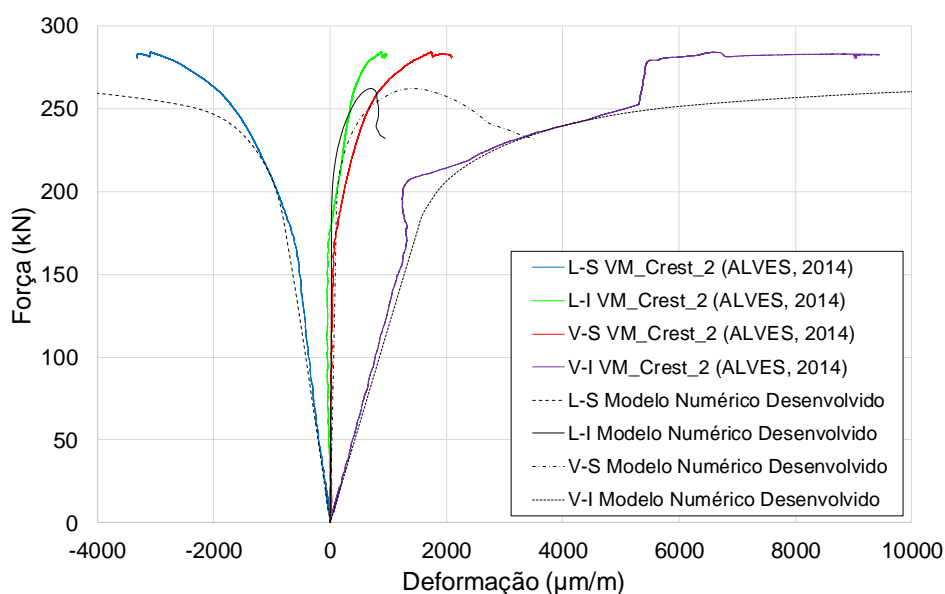


Figura 3-60. Relação força×deformação dos ensaios experimentais da *VM_Crest_2* e do modelo numérico.

De forma geral, o comportamento observado é muito similar ao do corpo de prova *VM_Crest_1*. Novamente, para o regime elástico, não se nota diferença significativa entre as curvas relativas aos pontos L-I e V-S. Para o ponto V-I, a maior diferença relativa ocorre para uma carga aplicada de 160 kN, na qual as deformações obtidas da viga *VM_Crest_2* e do modelo numérico são de 1264 µm/m e 1375 µm/m, respectivamente (diferença de 8%, igual à do caso anterior). Já para o ponto L-S, no regime elástico, observa-se uma melhora na correlação do resultado experimental com o numérico, sendo a maior diferença observada de 18%, para uma carga de 160 kN.

Observações semelhantes ao caso da viga *VM_Crest_1* podem ser realizadas para a posição da LNE e para a superestimativa das deformações para níveis de carga próximos da ruptura.

As relações força×deformação normalizadas, para a comparação dos resultados numéricos com os do corpo de prova *VM_Crest_2*, são apresentadas na Figura 3-61:

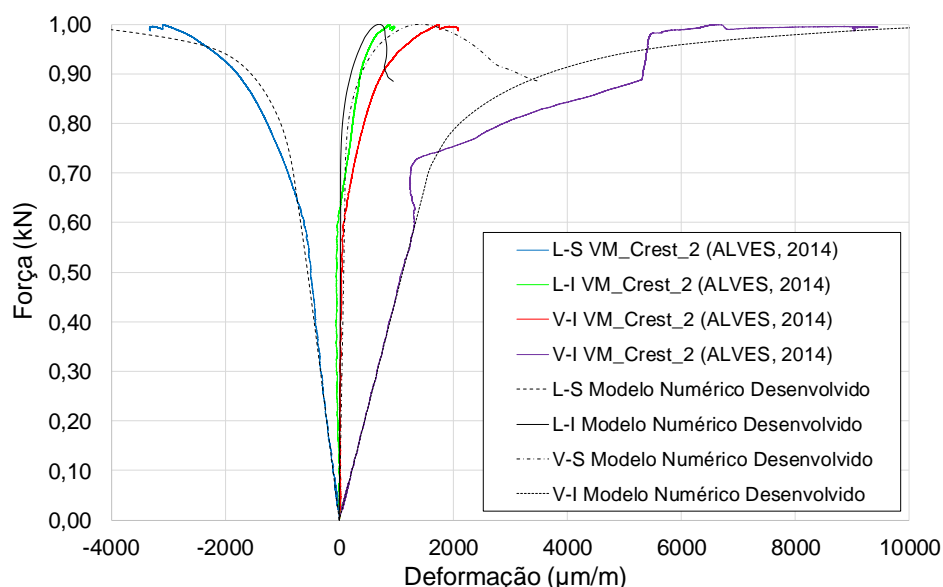


Figura 3-61. Relação força×deformação do ensaios experimental da *VM_Crest_2* e do modelo numérico (forças normalizadas em relação aos respectivos máximos).

Novamente, para as curvas normalizadas melhora-se a correlação entre os resultados experimentais e numéricos. Neste caso, para o regime elástico (até cerca de 60% da carga última), as diferenças observadas em todos os pontos analisados se tornaram desconsideráveis. Para os níveis de carga mais elevados, observou-se melhora significativa no comportamento dos pontos das extremidades da seção mista (L-S e V-I). Observações semelhantes ao caso da viga *VM_Crest_1* podem ser realizadas para a posição da LNP e para o modo de ruptura observado.

3.6.4.2 Perfil de deformações ao longo da seção transversal mista

Nesta seção são apresentados os perfis de deformações ao longo da seção transversal mista do centro do vão, para os resultados experimentais de Alves (2014) e para os resultados numéricos obtidos do modelo desenvolvido.

Nas Figuras 3-62, 3-63 e 3-64 são apresentadas as relações descritas, para os níveis de carregamento correspondentes a 20%, 50%, 60%, 90% e 100% da força última, para a *VM_Crest_1*, a *VM_Crest_2* e para o modelo numérico, respectivamente.

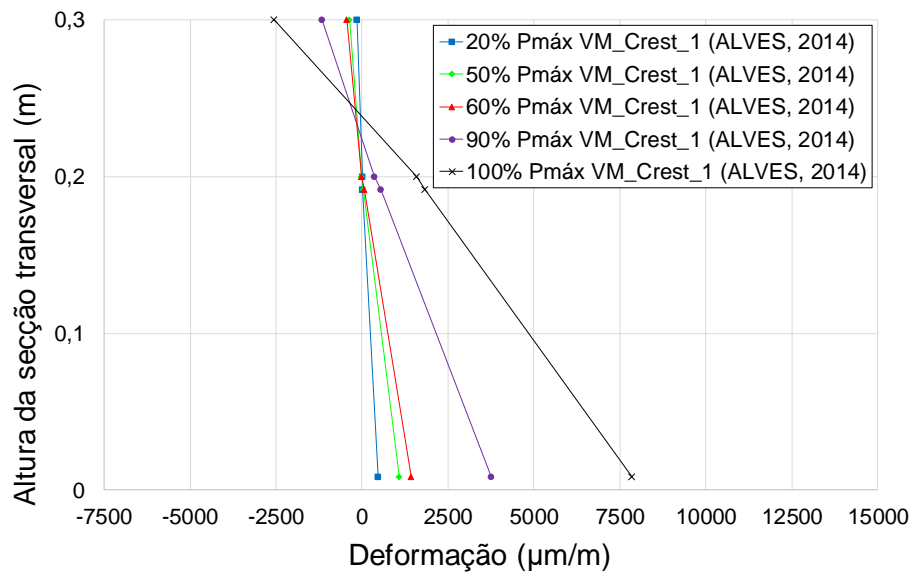


Figura 3-62. Perfil de deformações na seção transversal para a *VM_Crest_1*.

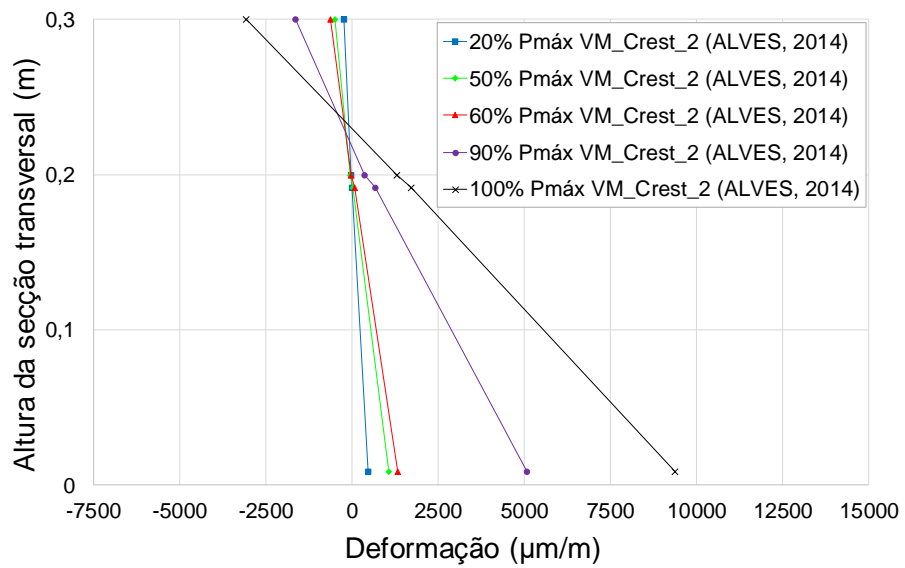


Figura 3-63. Perfil de deformações na seção transversal para a *VM_Crest_2*.

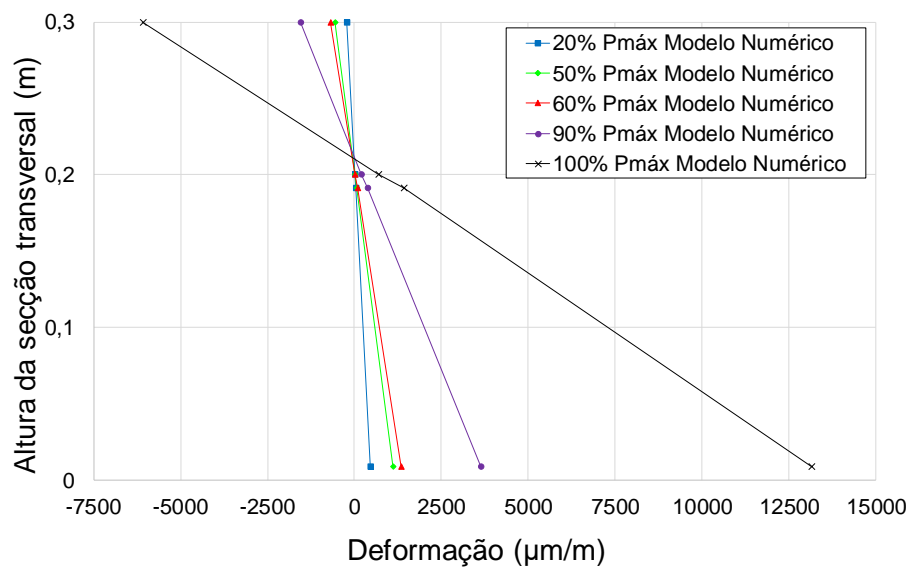


Figura 3-64. Perfil de deformações na seção transversal para o modelo numérico desenvolvido.

Da observação dos perfis de deformação ilustrados nas Figuras 3-62, 3-63 e 3-64, pode-se constatar que o modelo numérico desenvolvido representou bem o comportamento dos corpos de prova de Alves (2014) no tocante ao desenvolvimento das deformações na seção transversal mista.

Para os níveis de carga até 60% da força última aplicada nos modelos, nota-se que o perfil de deformações para a *VM_Crest_1*, para a *VM_Crest_2* e para o modelo numérico são praticamente idênticos, em conformidade com os resultados apresentados no item **3.6.4.1**.

Para 90% da força última aplicada nos modelos, os resultados experimentais são diferentes entre si, de forma que a viga *VM_Crest_1* apresenta deformações menores que a viga *VM_Crest_2* nas extremidades da seção mista (pontos L-S e V-I). Neste nível de carga, para o ponto V-I, o modelo numérico apresenta deformação menor que as obtidas dos ensaios de Alves (2014), todavia próximas dos resultados da *VM_Crest_1* (9% menores). Já para o ponto L-S, a deformação do modelo numérico é aproximadamente a média das deformações da *VM_Crest_1* e da *VM_Crest_2* (1510 $\mu\text{m}/\text{m}$, 1270 $\mu\text{m}/\text{m}$, e 1810 $\mu\text{m}/\text{m}$, respectivamente).

Para valor de carga aplicado igual ao máximo suportado pela viga mista, observa-se que o modelo numérico superestima as deformações observadas nos ensaios experimentais, para os pontos das extremidades da seção mista. Este comportamento foi observado nos resultados apresentados no item **3.6.4.1**. Para o ponto L-S, os valores de deformação do modelo numérico, da *VM_Crest_1* e da *VM_Crest_2* são de 6082 $\mu\text{m}/\text{m}$, 2563 $\mu\text{m}/\text{m}$ e 3070 $\mu\text{m}/\text{m}$, respectivamente (todas de encurtamento), ou seja, o modelo numérico estima uma deformação de aproximadamente o dobro das deformações medidas experimentalmente. Já para o ponto V-I os valores de deformação nas vigas mistas analisadas são de 13148 $\mu\text{m}/\text{m}$, 7852 $\mu\text{m}/\text{m}$ e 9375 $\mu\text{m}/\text{m}$ (na mesma ordem que apresentada anteriormente), ou seja, o modelo numérico estima uma deformação aproximadamente 50% maior do que a média dos valores experimentais.

A análise dos perfis de deformação corrobora o que se afirmou no item anterior sobre as posições da LNE e da LNP conforme o carregamento é aplicado na viga mista.

Finalmente, da análise dos perfis de deformação para os diversos níveis de carregamento apresentados, pode-se notar a ocorrência de algum escorregamento entre a laje de concreto e o perfil metálico. Este escorregamento é mais evidente para a viga

VM_Crest_2, o que pode ser um indício de que a aplicação do carregamento cíclico, entre os níveis de carga de 20% a 50% da carga última, pode afetar outros aspectos da conexão mista com Crestbond, mesmo que a carga última e o comportamento força×deslocamento permaneçam inalterados.

A evidência da ocorrência de escorregamento implica que a viga possui interação incompleta (conceito do Eurocódigo). Mesmo assim, com base na discussão desenvolvida no item 3.6.2.3, pode-se constatar que a capacidade resistente do conector não limita a resistência da viga mista, o que caracteriza conexão total (conceito do Eurocódigo). Desta forma, a diferenciação dos dois conceitos fica clara.

3.6.5 Considerações finais sobre o modelo numérico desenvolvido

Nesta seção, os resultados obtidos com o modelo numérico são comparados com resultados obtidos com métodos analíticos de dimensionamento presentes na literatura técnica. Além disso, é apresentado um estudo adicional sobre as diferenças observadas no comportamento do modelo numérico com os resultados experimentais de Alves (2014).

3.6.5.1 Estudo da viga mista utilizando-se métodos analíticos

Tendo em vista as considerações feitas nos itens precedentes sobre a viga mista estudada, em especial a constatação de que a resistência do conector Crestbond empregado não limita a capacidade resistente da estrutura, estudou-se a utilização de métodos analíticos para a determinação de sua rigidez e resistência última.

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta em seu Anexo O uma metodologia de dimensionamento de vigas mistas que permite obter as propriedades geométricas da seção mista, seu momento resistente de limite elástico e o momento resistente último da seção plastificada. A partir destes valores e do esquema estático de carregamento da viga mista (Figura 3-38), é possível determinar a rigidez elástica (relação força×deslocamento vertical) e a força resistente última do elemento em estudo.

A curva vermelha na Figura 3-65 representa os resultados obtidos com a metodologia da ABNT NBR 8800:2008 utilizando as características das vigas mistas ensaiadas por Alves (2014), admitindo: interação total (conexão com capacidade de carga superior à do perfil de aço e à da laje de concreto isoladamente); propriedades geométricas conforme o

item 3.2.1; propriedades do material conforme a Tabela 3-3 e a Tabela 3-4; e valores unitários para todos os coeficientes de ponderação envolvidos. Juntamente, são mostradas as curvas força×deslocamento das vigas *VM_Crest_1* e *VM_Crest_2* e a curva resultante da simulação numérica com o modelo desenvolvido.

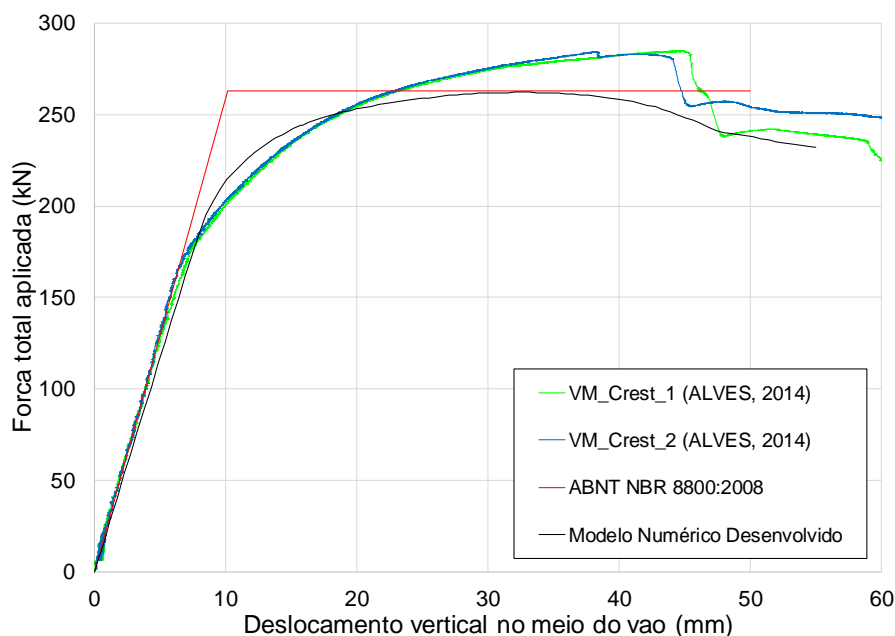


Figura 3-65. Relação força×deslocamento vertical dos ensaios experimentais, do modelo numérico e do modelo analítico de cálculo apresentado pela ABNT NBR 8800:2008.

Observa-se que a rigidez prevista pela metodologia da ABNT NBR 8800:2008 apresentou excelente correlação com os resultados experimentais de Alves (2014) e boa correspondência com os resultados do modelo numérico desenvolvido. Além disso, a resistência última prevista pelo método do Anexo O da ABNT NBR 8800:2008 foi exatamente igual à obtida pela utilização do modelo numérico (262 kN).

O mesmo resultado de resistência última também é obtido pela utilização do método das lamelas, considerando-se interação completa (deslizamento nulo entre o aço e o concreto) e os mesmos modelos constitutivos adotados no estudo numérico realizado.

Um fato interessante a destacar é que o modelo numérico considera o encruamento do aço, enquanto o modelo da ABNT NBR 8800:2008 considera este material elasto-plástico perfeito. Apesar disso, não se observam diferenças na resistência última obtida pelos dois métodos de análise. A razão disso, como já discutido anteriormente, é que o aço precisa sofrer deformações consideráveis para que haja ganho de resistência em função do encruamento. Neste caso, antes que o aço atinja grandes deformações o concreto atinge

um nível crítico de solicitação (deformações de encurtamento), que leva a sua falha e, consequente, ruptura do elemento misto.

3.6.5.2 Possíveis causas das diferenças numéricas e experimentais

Para o desenvolvimento do modelo numérico validado que foi apresentado neste capítulo, foi realizado um extenso estudo dos parâmetros que influenciam os resultados obtidos. Foram avaliadas: (a) diferentes formas de representação geométrica dos componentes do modelo (em especial do perfil metálico e da armadura); (b) diferentes formas de representar as interações entre as partes componentes do modelo; (c) diferentes idealizações do comportamento dos materiais (modelos constitutivos); (d) diferentes valores para as propriedades físicas dos materiais; (e) diferentes valores para os parâmetros plásticos do modelo CDP; (f) influências de outros aspectos do modelo como a consideração da não-linearidade geométrica e da posição do ponto de aplicação de carga. No total foram analisados cerca de 100 modelos diferentes até se chegar à configuração apresentada.

Apesar de os resultados do modelo numérico terem representado muito bem o comportamento observado experimentalmente, pode-se observar ainda algumas pequenas diferenças, como por exemplo nos valores de capacidade resistente da viga mista. Para este caso, indícios como os resultados obtidos a partir de modelos analíticos (apresentados no item **3.6.5.1**) sugerem que, para as propriedades de material e geometria fornecidas, não seria possível obter uma capacidade resistente maior do que a determinada pelo modelo numérico.

Com base nestas observações, levantou-se a hipótese de que uma possível causa da diferença observada entre a capacidade resistente experimental e numérica seria que os perfis metálicos utilizados na confecção dos corpos de prova *VM_Crest_1* e *VM_Crest_2* apresentassem imperfeições geométricas, no sentido de terem sido fabricados com dimensões maiores do que as nominais. Isto implicaria numa maior área da seção de aço e, consequentemente, em um aumento proporcional da capacidade resistente da viga mista, uma vez que, para a geometria e propriedades do material consideradas, a seção de aço é o elemento mais fraco, que governa a resistência do elemento misto. Ainda, desde que a altura do perfil metálico não seja alterada com o aumento das espessuras de chapa, o aumento na rigidez da estrutura não é muito significativo.

No trabalho realizado por Alves (2014) as dimensões reais do perfil metálico não foram medidas. A autora utiliza, no desenvolvimento de seu modelo numérico, as dimensões nominais do perfil IPE 200. Tratando-se de elementos metálicos que possuem seções transversais compostas por chapas finas, mesmo pequenas variações em suas espessuras, dentro das tolerâncias de fabricação, podem provocar um aumento não desprezível na área da seção transversal e, conseqüentemente, em sua capacidade resistente. Com base nessa premissa, entrou-se em contato com o laboratório de estruturas do departamento de engenharia civil da Universidade do Minho, onde o trabalho de Alves (2014) foi desenvolvido, e obtiveram-se as medições das dimensões reais da seção transversal de um dos perfis metálicos utilizados nos ensaios experimentais de vigas mistas.

Na Figura 3-66 apresentam-se esquemas ilustrativos das seções transversais do perfil IPE 200 com dimensões nominais e com as dimensões reais medidas.

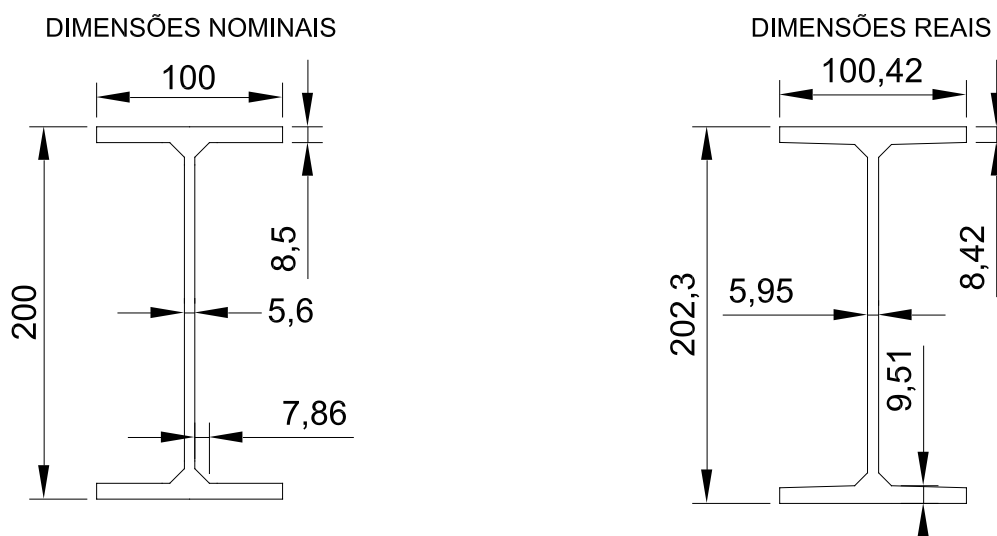


Figura 3-66. Dimensões nominais da seção transversal do perfil IPE 200 e dimensões reais deste elemento em uma das vigas mistas ensaiadas por Alves (2014).

Os resultados obtidos confirmaram a hipótese de que a seção transversal do elemento metálico apresentava dimensões maiores do que seus valores nominais. A altura do perfil e a largura das mesas apresentaram diferenças pouco significativas em relação aos valores nominais, apresentando medições de 202,30 mm e 100,42 mm, respectivamente (aumento em relação as dimensões nominais de 1,2% e 0,4%). Já no caso das espessuras de chapa esses aumentos foram mais relevantes. A dimensão mensurada da espessura da alma foi de 5,95 mm (aumento de 6,3% em relação às dimensões nominais). Quanto à espessura da mesa observou-se que esta variava de um valor de 8,42 mm nas extremidades para 9,51 mm no encontro com a alma (aumento médio de 5,5%).

Em relação às propriedades geométricas que governam a capacidade resistente e a rigidez do perfil metálico, a área de seção do perfil com dimensões reais é de 30,09 cm², enquanto a do perfil com dimensões nominais é de 28,48 cm² (aumento de 5,7%). Já o valor do maior momento de inércia é de 2084 cm⁴ para o perfil com dimensões reais e de 1943 cm⁴ considerando-se os valores nominais (aumento de 7,3%).

De posse dessas informações foi elaborado e submetido a análise um novo modelo numérico de viga mista, similar ao apresentado anteriormente, mas com as dimensões do perfil metálico atualizadas para levar em conta seus valores reais (apresentados na Figura 3-66). Os resultados força×deslocamento deste modelo numérico são apresentados na Figura 3-67, juntamente com os resultados das vigas *VM_Crest_1*, *VM_Crest_2* e do modelo numérico original (com dimensões nominais do perfil IPE 200).

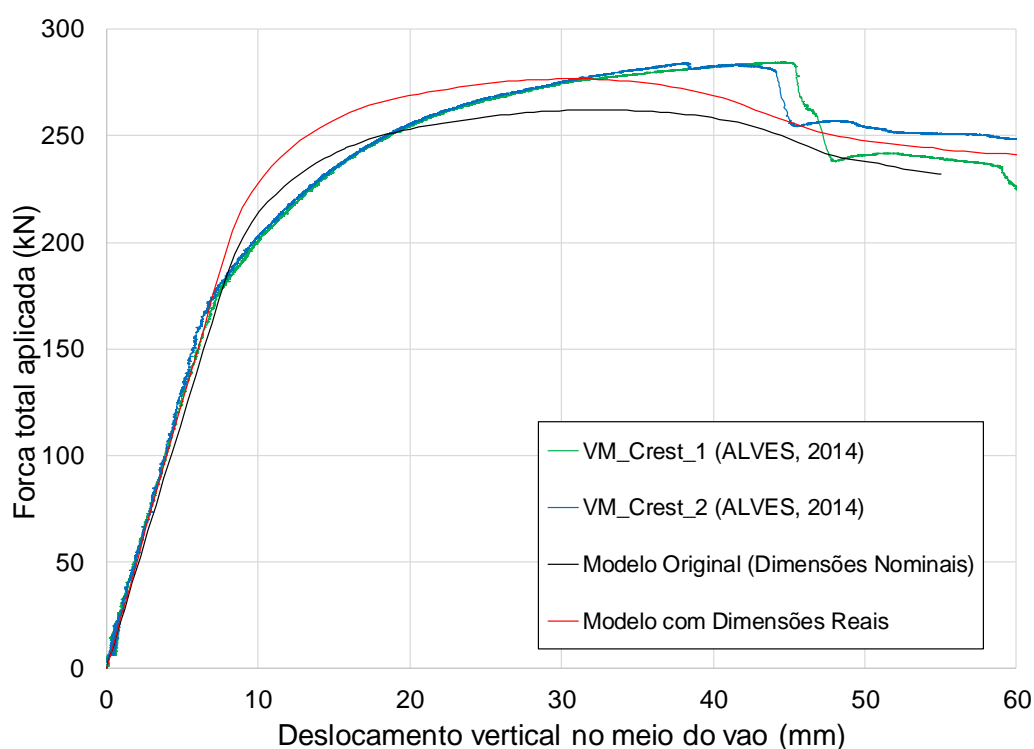


Figura 3-67. Relação força×deslocamento vertical dos ensaios experimentais, do modelo numérico original e do modelo que considera as dimensões reais do perfil metálico.

O modelo que considera as dimensões reais apresentou correspondência ligeiramente melhor para a rigidez elástica e melhoria significativa na representação da capacidade resistente última. A força de ruptura observada neste modelo foi de 277 kN, apenas 2,5% menor do que os resultados experimentais. Cabe observar ainda, que o aumento de resistência em relação ao modelo original (com pico de 262 kN) foi de 5,7%, ou seja, uma diferença exatamente igual àquela entre as áreas dos dois perfil metálicos.

Apesar da evidente melhora em relação à capacidade resistente, considerando-se as dimensões reais do perfil IPE utilizado, a representação da relação força×deslocamento no trecho do início das não linearidades até o ponto de ruptura foi pior do que a do modelo original, observando-se a superestimativa da força resistente.

Sabe-se que o comportamento inelástico da viga mista é influenciado, principalmente, pelos modelos constitutivos do aço e do concreto à compressão. O modelo do concreto já havia sido estudado com bom nível de aprofundamento até se chegar na relação proposta no item 3.3.2.2, para a criação do modelo original. Assim sendo, foi suposto que a utilização de um modelo do aço que considerasse imperfeições de material, associadas ao conhecimento das dimensões reais do perfil metálico, poderia levar a resultados mais próximos dos observados experimentalmente.

Os modelos constitutivos para o aço com imperfeição levam em conta, principalmente, o efeito de tensões térmicas residuais e de outras imperfeições não consideradas diretamente no modelo numérico. Partindo-se das abordagens apresentadas por Almeida (2012) e Dutra (2014), foram testados diferentes modelos para o aço com imperfeição. O modelo que conduziu aos melhores resultados é o apresentado na Figura 3-68.

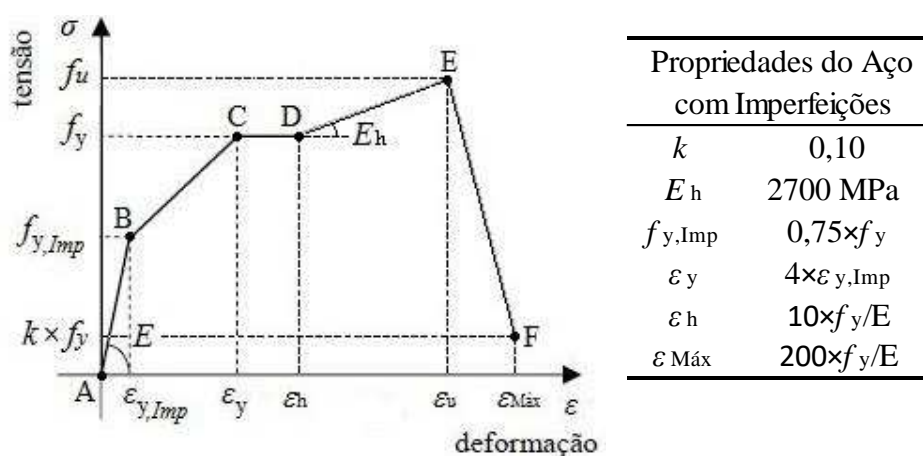


Figura 3-68. Modelo constitutivo para o aço com imperfeições.

Utilizando-se este modelo constitutivo para a representação do aço do perfil metálico e do conector foram analisados novamente o modelo original e o modelo que considera as dimensões reais da viga metálica de Alves (2014). Os resultados destas análises são apresentados na Figura 3-69.

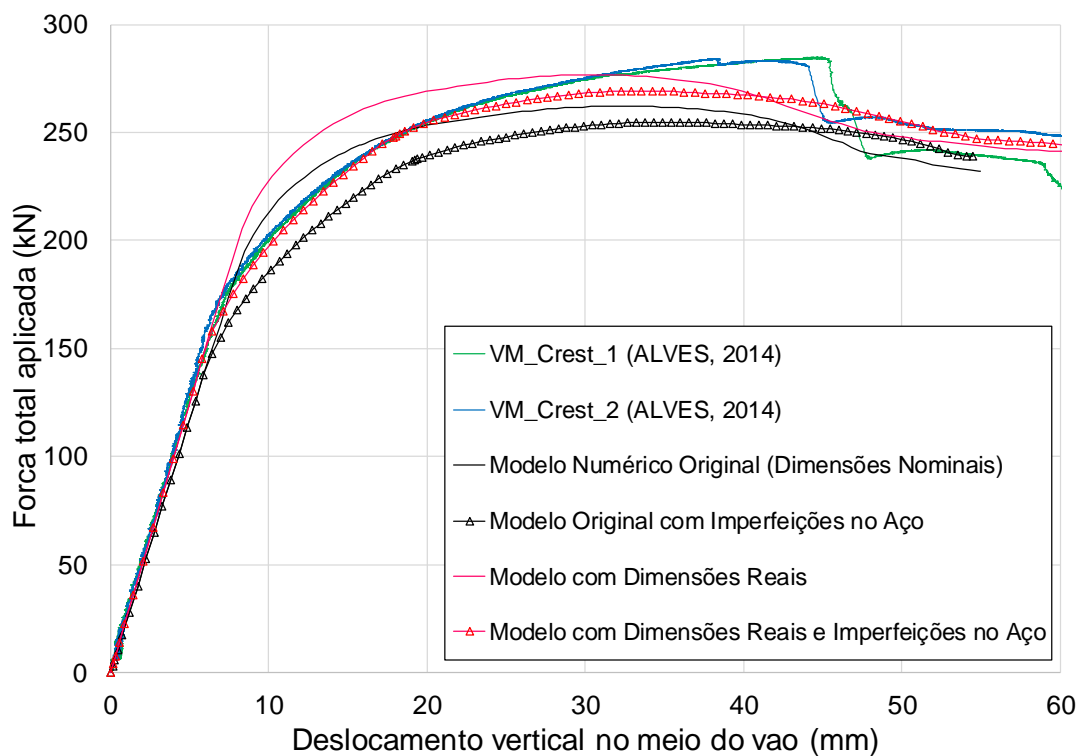


Figura 3-69. Relação força×deslocamento vertical dos ensaios experimentais, do modelo numérico original e do modelo que considera as dimensões reais do perfil metálico.

Em relação ao modelo que leva em conta as dimensões reais do perfil, a consideração de imperfeições no aço permitiu um melhor ajuste com os resultados experimentais no trecho do início das não linearidades. Na realidade, observa-se que até um carregamento de cerca de 250 kN, este modelo representou o comportamento força×deslocamento dos experimentos de Alves (2014) de forma quase perfeita. Após este nível de carregamento, o modelo com dimensões reais e imperfeições no aço apresenta maior degradação de sua rigidez, atingindo o pico de carga em 269 kN, valor 5,3% menor do que os resultados experimentais.

Quanto ao modelo que considera as dimensões nominais do perfil IPE 200, a consideração de imperfeições no aço levou a resultados mais distantes daqueles obtidos experimentalmente. Neste caso, a força resistente foi subestimada a partir do início das não linearidades e o pico de carga ocorre para uma força de 255 kN, valor 10,3% menor do que os resultados experimentais.

De forma geral, pode-se afirmar que a análise do modelo com geometria alterada indicou que a não consideração das reais dimensões do perfil metálico foi uma das causas das diferenças observadas entre os resultados numéricos do modelo original e os resultados dos ensaios experimentais.

Além disso, os resultados obtidos do modelo que considera, além das dimensões reais, a relação constitutiva para aço apresentada na Figura 3-68 indica que eventuais imperfeições neste material, como a ocorrência de tensões residuais, podem afetar o comportamento resistente da viga mista como um todo e devem ser considerados na modelagem numérica. Nesta lógica, estudos adicionais sobre a presença destas imperfeições no aço constituinte do perfil metálico e do conector podem contribuir para a melhor compreensão dos fenômenos que causam a falha do elemento misto e, desta forma, melhorar a representação numérica desta estrutura.

Para a realização de estudos posteriores, deve-se ter em vista a impossibilidade de prever as diferenças entre as dimensões nominais e as dimensões reais de perfis laminados de aço. Desta forma, optou-se por utilizar na realização do estudo paramétrico (apresentado no capítulo seguinte) modelos numéricos construídos com base no modelo original, ou seja, desconsiderando-se qualquer tipo de imperfeição geométrica ou de material (como as tensões residuais).

4 ESTUDO DE VARIAÇÃO DE PARÂMETROS

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é apresentado um estudo de variação de parâmetros realizado com base no modelo numérico de viga mista desenvolvido e apresentado no *Capítulo 3*. Neste estudo, foram investigados alguns aspectos da conexão mista com Crestbond que influenciam o comportamento das vigas mistas. Os resultados obtidos permitiram uma melhor compreensão do funcionamento mecânico do conector. Foram levantados alguns pontos importantes que podem ser úteis tanto para orientar pesquisas futuras, quanto para definir critérios de projeto de estruturas mistas com este elemento de conexão.

Conforme discutiu-se no item **2.4.3**, diversos são os parâmetros geométricos e mecânicos que governam o comportamento dos conectores de cisalhamento em chapa plana de aço. Para a realização deste trabalho, foram escolhidos, com base na literatura técnica, os parâmetros considerados mais importantes, os quais esperava-se que a variação exercesse maior influência na resistência da conexão. Os parâmetros estudados foram:

- a espessura da chapa do conector;
- o espaçamento entre dois conectores Crestbond em paralelo;
- a taxa de armadura e a resistência à compressão do concreto;
- o tamanho da abertura e o comprimento da viga mista; e
- a excentricidade da conexão.

As influências da taxa de armadura e da resistência à compressão do concreto foram estudadas em conjunto, pois acreditava-se inicialmente que uma variável poderia exercer influência sobre a outra. O mesmo ocorreu para o estudo da influência do tamanho da abertura e do comprimento da viga mista.

Uma particularidade deste trabalho, que permite que se considere um estudo pioneiro, é a análise numérica da influência de parâmetros em uma viga mista utilizando-se conector Crestbond. Outros autores estudaram o conector Crestbond a partir de ensaios de cisalhamento direto, tipo *push-out* (experimentais ou com modelagem numérica). O comportamento deste ensaio é fundamentalmente diferente do comportamento de uma viga mista.

No ensaio *push-out*, as dimensões das lajes de concreto e do perfil metálico são tais que o conector é sempre o elemento menos resistente. Além disso, a tendência de deslizamento relativo entre o aço e o concreto é imposta diretamente pelo carregamento aplicado. Em função deste carregamento, o perfil e a laje ficam submetidos à compressão e o conector de cisalhamento é responsável por transmitir os esforços entre estes componentes, ficando submetido a forças cisalhantes.

Já na viga mista, o fenômeno predominante é a flexão do elemento estrutural. A tendência de deslizamento relativo entre a laje de concreto e o perfil metálico surge da ação do momento fletor em cada material isoladamente. Assim, o conector é sujeito a esforços cortantes por ser um elemento que impede a ocorrência de deslocamentos relativos na interface entre o perfil de aço e a laje de concreto. Na viga mista, a distribuição de tensões no perfil metálico, na laje de concreto e no conector depende da geometria destes componentes, de suas propriedades físicas e da resistência da conexão.

Assim sendo, para a análise da influência das características do Crestbond no comportamento resistente de uma viga mista, é necessário que a capacidade de carga da estrutura seja dependente da resistência do conector. Em outras palavras, deve-se garantir que a falha deste elemento ocorra para um esforço solicitante menor do que o que causaria a falha no perfil de aço ou na laje de concreto (situação de conexão parcial).

Visando atender as condições descritas no parágrafo anterior, foi desenvolvida uma ferramenta auxiliar de cálculo para orientar a criação dos modelos numéricos utilizados no estudo paramétrico. Esta ferramenta, que consiste em uma planilha eletrônica, foi

concebida de forma a auxiliar, também, no processamento dos resultados obtidos dos modelos estudados. Mais detalhes desta planilha são apresentados no item **4.2**.

Apesar de ser necessário realizar variações na geometria e nas propriedades dos materiais para o estudo da influência de cada parâmetro, os modelos numéricos foram desenvolvidos de forma a apresentarem características mais próximas possíveis das do modelo validado no **Capítulo 3**. As particularidades dos modelos numéricos utilizados no estudo paramétrico são apresentadas no item **4.3** e nos tópicos relativos à análise de cada parâmetro (itens **4.4** a **4.8**).

Os experimentos numéricos, os resultados obtidos e a discussão destes são apresentadas, para cada variável em estudo, nos itens **4.4** a **4.8**.

4.2 Ferramenta de auxílio às análises realizadas

Conforme mencionado anteriormente, desenvolveu-se uma planilha eletrônica, utilizando o *software* Microsoft Excel, para auxiliar na confecção dos modelos numéricos e na análise dos resultados obtidos (ver **Apêndice A**). Nas sub-seções seguintes, aborda-se o funcionamento geral da planilha e demonstra-se sua utilidade na criação dos modelos numéricos e na análise dos resultados obtidos. Além disso, são explicadas adaptações que foram realizadas nas equações para predição de resistência do conector Crestbond, propostas por Veríssimo (2007) e Silva (2011).

4.2.1 Funcionamento geral da ferramenta desenvolvida

A ferramenta desenvolvida realiza a verificação de uma viga mista com base no método analítico apresentado no Anexo O da ABNT NBR 8800:2008. O diferencial desta ferramenta para outras similares é a consideração da utilização do Crestbond como conector de cisalhamento. Isto é possível, pois foram implementados na planilha os modelos semi-empíricos, para predição da capacidade resistente do conector, propostos por Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014), apresentados anteriormente no item **2.4.4** (Eq. (2), Eq. (3) e Eq. (4), respectivamente).

Os dados de entrada para utilização da planilha são:

- o vão livre e o esquema estático de carregamento da viga mista;
- a geometria do conector Crestbond a ser utilizado (dados apresentados na Figura 2-12);

- as propriedades físicas dos materiais constituintes da viga mista (aço da armadura, aço do conector, aço do perfil metálico e concreto);
- as propriedades geométricas da seção transversal mista (perfil de aço, laje de concreto e possível pré-laje de concreto pré-moldado); e
- o diâmetro das barras e a disposição da armadura transversal.

O usuário pode, ainda, escolher o valor dos coeficientes de ponderação das resistências dos materiais (para o aço estrutural, para o aço da armadura e para o concreto) e do coeficiente de minoração da resistência do concreto associado ao efeito de Rüscho, à geometria dos corpos de prova e ao ganho de resistência do concreto para idades maiores do que 28 dias (geralmente adotado em normas técnicas com o valor 0,85).

Finalmente, o usuário deve escolher um dos modelos supracitados de predição da capacidade resistente do conector Crestbond para a realização dos cálculos. Com estes dados, a planilha classifica a viga mista quanto à conexão (total ou parcial) e calcula sua rigidez elástica, o momento resistente de limite elástico e o momento resistente último da seção plastificada. A partir destes valores e do esquema estático da viga, também determina o carregamento máximo que pode ser aplicado e traça uma curva força×deslocamento similar à representada em vermelho na Figura 3-65.

4.2.2 Auxílio na criação dos modelos numéricos

Conforme explicado anteriormente, deve-se garantir que seja observada conexão parcial nos modelos numéricos desenvolvidos para o estudo paramétrico. Desta forma, pode ser avaliada a influência dos parâmetros da conexão no comportamento resistente do elemento estrutural.

Utilizando a ferramenta descrita, foi possível realizar uma pré-análise nos modelos numéricos criados. Nesta pré-análise foram determinadas as dimensões mínimas do perfil metálico e da laje de concreto que garantiriam a ocorrência de conexão parcial na viga. Para esta determinação utilizou-se a equação de predição de resistência que fornecia o maior valor para a capacidade resistente do conector Crestbond (equação menos conservadora). Na maioria dos modelos estudados, esta equação foi a de Veríssimo (2007).

Esta metodologia de determinação da geometria da seção transversal das vigas mistas modeladas numericamente, por meio do auxílio da ferramenta desenvolvida, apresentou excelentes resultados. Em todos os modelos numéricos criados observou-se conexão parcial, como era de interesse.

4.2.3 Auxílio na análise dos resultados numéricos

Um dos principais resultados a ser obtido dos modelos numéricos analisados no estudo paramétrico é a resistência do conector Crestbond. Todavia, diferentemente do caso do ensaio *push-out*, nos modelos de viga mista não se consegue obter este valor diretamente dos resultados numéricos.

Como a concepção dos modelos foi feita de forma a se observar sempre conexão parcial, a resistência do conector está diretamente relacionada com a resistência da viga mista (informação esta que pode ser obtida do modelo numérico). Apesar disto, a relação entre as duas variáveis não é linear e, também, não é obtida facilmente pela inversão das funções que as relacionam.

Para possibilitar a estimativa da resistência do Crestbond a partir da capacidade resistente das vigas mistas modeladas numericamente, utilizou-se a ferramenta auxiliar desenvolvida. Foi implementada uma rotina iterativa que utiliza o modelo analítico do Anexo O da ABNT NBR 8800:2008 para determinar a capacidade resistente do conector associada a uma dada resistência última da viga. Desta forma, foi possível relacionar os resultados numéricos de resistência da viga mista com conexão parcial com a resistência do conector Crestbond utilizado.

4.2.4 Modificações realizadas nas equações de predição de resistência do Crestbond

No item **4.2.1** relatou-se que foram implementados na planilha os modelos semi-empíricos para predição da capacidade resistente do conector Crestbond propostos por Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014). Todavia, para esta implementação, foi necessário realizar algumas modificações nas equações propostas pelos dois primeiros autores.

Todas as vigas mistas estudadas neste trabalho consideram a utilização de um conector Crestbond contínuo. Todavia, a Eq. (2) e a Eq. (3), propostas por Veríssimo (2007) e Silva

(2011), respectivamente, foram ajustadas para ensaios experimentais do tipo *push-out*, no qual foram ensaiados conectores Crestbond descontínuos com três aberturas trapezoidais. Assim sendo, foram realizadas modificações nestas equações para possibilitar a estimativa da resistência do conector na sua forma contínua.

A forma geral das equações propostas por Veríssimo (2007) e Silva (2011) é dada por:

$$Q = B_1 F_F + B_2 F_P + B_3 F_{CC} + B_4 \rho \quad (19)$$

onde:

Q é a resistência última do conector;

B_n são coeficientes de regressão ($n = 1, 2, 3, 4$);

F_F é a componente da força resistente relativa à resistência frontal da chapa do conector;

F_P é a componente da força resistente relativa à resistência de um pino virtual de concreto;

F_{CC} é a componente da força resistente relativa à resistência do concreto da laje ao cisalhamento, desconsiderada na equação de Silva (2011); e

ρ é a taxa de armadura transversal.

Estudos realizados por Silva (2011), demonstraram que o termo relativo à resistência do concreto da laje ao cisalhamento pode ser desconsiderado sem alterações significativas nos resultados obtidos. Além disso, tratando-se de conectores contínuos, não faz sentido considerar o termo relativo à resistência frontal da chapa do conector. Desta forma, estas duas parcelas de resistência foram desconsideradas e as equações em questão foram modificadas para:

$$Q = B_1 F_P + B_2 \rho \quad (20)$$

na qual as variáveis apresentadas são as mesmas da equação anterior.

Mesmo com a modificação realizada, a utilização da equação nesta forma não conduziria a bons resultados. O termo relativo à resistência dos pinos virtuais de concreto (F_P) é dependente do número de aberturas do conector, podendo ser extrapolado de um conector com três aberturas para conectores com mais aberturas (caso dos conectores contínuos estudados). Por outro lado, a parcela de resistência relativa à presença da armadura

transversal foi ajustada por Veríssimo (2007) e Silva (2011) como função apenas da taxa de armadura na laje. Desta forma, independentemente do tamanho do conector e da quantidade de aberturas, as equações destes autores consideram que a contribuição total relativa à presença da armadura seria a mesma, para uma mesma taxa de armadura.

Entende-se que a presença da armadura transversal contribui para reforçar o concreto no interior dos pinos (Zona B, Figura 2-14), evitando a separação da laje em duas metades no plano do conector. Desta forma, para uma quantidade maior de pinos reforçados com armadura, a contribuição total desta parcela deve ser maior, mesmo que a taxa de armadura se mantenha constante.

Nesta lógica, uma alteração adicional foi feita no modelo proposto na Eq. (20), para levar em conta o aumento no valor da contribuição total da armadura transversal com o aumento da quantidade de aberturas reforçadas. Esta alteração consistiu em considerar a contribuição da armadura para cada pino de concreto isoladamente. Como todos os ensaios *push-out* utilizados na calibração da Eq. (2) e da Eq. (3) possuíam três aberturas trapezoidais, utilizou-se a Eq. (21) como forma geral para modificar as expressões de Veríssimo (2007) e de Silva (2011):

$$Q = B_1 F_p + B_2 \frac{n}{3} \rho \quad (21)$$

onde:

n é o número de aberturas trapezoidais do conector Crestbond; e as demais variáveis foram apresentadas na Eq. (19).

Utilizando o modelo geral representado pela Eq. (21) para modificar a Eq. (2) e a Eq. (3), mantendo-se os coeficientes de regressão e o termo relativo à força de pino (F_p) propostos por cada autor, obtém-se os seguintes resultados (Eq. (22) e Eq. (23)) para as equações modificadas de Veríssimo (2007) e Silva (2011):

$$Q = 2,72nD^2 \sqrt{f_c} + \frac{n}{3} 1,79 \times 10^7 \left(\frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (22)$$

$$Q = 1,94 \times 10^{-8} n D^2 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_c} + \frac{n}{3} 1,49 \times 10^4 \left(\frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (23)$$

nas quais as variáveis utilizadas foram apresentadas anteriormente na Eq. (2) e na Eq. (3).

Como estas equações são dependentes de diversas variáveis diferentes, a representação gráfica das mesmas para comparação de comportamento é dificultada. Todavia, mantendo-se a maioria das variáveis constantes, torna-se possível o traçado de algumas relações bidimensionais.

Na Figura 4-1 apresenta-se a comparação das contribuições da parcela de resistência relativa ao efeito de pino e da parcela relativa à presença de armadura transversal, na resistência total do conector Crestbond, para diversos diâmetros de pino. Os resultados são apresentados para as equações modificadas de Veríssimo (2007) e Silva (2011) (Eq. (22) e Eq. (23), respectivamente). Os valores representados foram obtidos considerando-se um conector Crestbond contínuo de 1600 mm, com taxa de armadura de 1,30% e concreto de densidade normal, com resistência característica à compressão de 38,1 MPa.

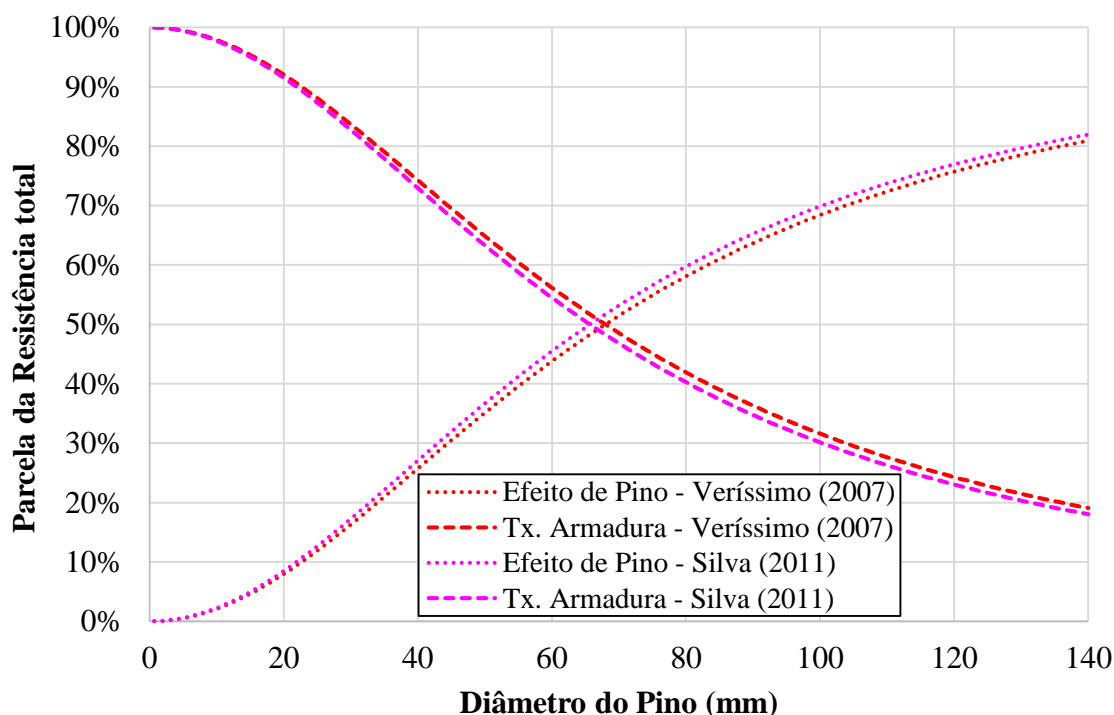


Figura 4-1. Contribuição das parcelas relativas ao efeito de pino e à taxa de armadura na resistência do Crestbond estimada pela Eq. (22) e pela Eq. (23).

Para um comprimento fixo de conector, o aumento no diâmetro das aberturas implica na redução da quantidade destas. Observa-se da Figura 4-1 que, com o aumento do diâmetro

das aberturas, a contribuição do efeito de pino aumenta percentualmente em relação à resistência total do conector, enquanto a contribuição da presença de armadura transversal diminui. Ainda, constata-se que o comportamento observado para as equações modificadas de Veríssimo (2007) e Silva (2011) é muito próximo.

Como a equação de Dutra (2014) prevê a possibilidade de utilização de conectores contínuos, não houve necessidade de modificá-la para implementação na planilha eletrônica desenvolvida. A análise da Eq. (2), da Eq. (3) e da Eq. (4) mostra que os modelos propostos por Veríssimo (2007) e Silva (2011) são muito parecidos, sendo a equação proposta pelo segundo autor baseada na do primeiro. Todavia, o modelo proposto por Dutra (2014) não possui nenhuma semelhança com os modelos anteriores, tendo sido idealizado a partir de resultados e conceitos diferentes.

Na Figura 4-2 apresenta-se a comparação dos resultados de resistência das três equações em função da variação do diâmetro da abertura do conector. Os valores representados foram obtidos para as propriedades físicas e geométricas das vigas mistas ensaiadas por Alves (2014).

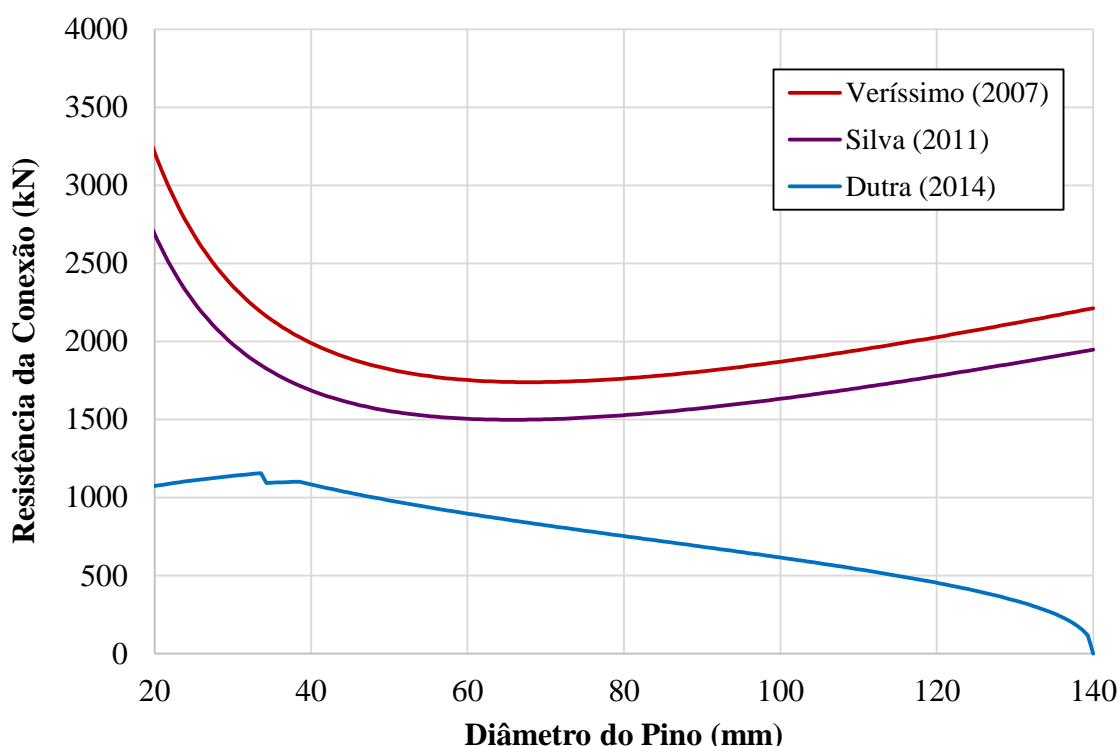


Figura 4-2. Relação força×deslocamento vertical dos ensaios experimentais e dos modelos numéricos original e com imperfeições geométricas no perfil metálico.

Observa-se, novamente, que o comportamento das equações modificadas de Veríssimo (2007) e de Silva (2011) são próximos. As resistências obtidas com a Eq. (22) são maiores

do que as obtidas com a Eq. (23). Por outro lado, o comportamento da equação de predição da resistência do Crestbond proposta por Dutra (2014) possui comportamento diferente das outras duas, apresentando resultados de resistência sempre menores para o caso estudado.

4.3 Características dos modelos numéricos utilizados

Nesta seção são apresentadas as particularidades dos modelos numéricos desenvolvidos para o estudo paramétrico que os diferenciam do modelo validado no *Capítulo 3*.

4.3.1 Geometria dos modelos

Quanto à geometria dos modelos do estudo paramétrico, as principais mudanças se deram nas dimensões do perfil metálico e da laje de concreto, de forma a garantir a conexão parcial nas vigas mistas em análise. Em todos os modelos foram utilizadas lajes maciças de seção transversal retangular. As dimensões da laje variam para os modelos de cada estudo, sendo indicadas nas seções específicas de cada caso.

Nos estudos paramétricos foram utilizados quatro perfis metálicos diferentes. Estes perfis foram modificados a partir de catálogos existentes, porque a área de aço estimada como necessária para garantir a conexão parcial só era encontrada em perfis de altura grande para os vãos estudados na maioria dos casos (relações $L/d < 10$). Desta forma, optou-se por utilizar perfis de menor altura com espessuras de mesa e alma maiores, que não são encontrados nos catálogos de vigas. As dimensões dos perfis modificados são apresentados na Tabela 4-1, com base no esquema da Figura 4-3.

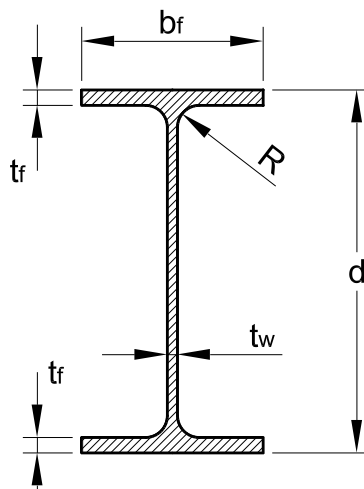


Figura 4-3. Dimensões de um perfil metálico I.

Tabela 4-1. Perfis utilizados nos modelos numéricos do estudo paramétrico.

Dimensão	PM 250	PM 350	PM 400	PM 600
d (mm)	250	350	400	600
b _f (mm)	125	180	180	220
t _f (mm)	14,6	14,6	19,0	20,0
t _w (mm)	9,4	9,4	12,0	13,0
R (mm)	15	18	21	24

Quanto aos conectores de cisalhamento, só houve modificações na geometria quando o parâmetro em estudo era uma propriedade geométrica do Crestbond (espessura de chapa, conectores em paralelo, diâmetro das aberturas e comprimento do conector). Nestes casos, as alterações realizadas são explicadas nas seções específicas de cada estudo.

Em quase todos os modelos foi considerada a mesma armadura do modelo validado. A exceção são as vigas relativas ao estudo de variação da taxa de armadura. Neste caso, a disposição da armadura e as bitolas utilizadas são descritas no item 4.6.

4.3.2 Propriedades dos materiais

Quanto às propriedades dos materiais dos modelos numéricos do estudo paramétrico, as principais mudanças se deram na representação do comportamento do aço. Para o modelo validado, foram utilizadas as relações tensão×deformação obtidas por Alves (2014). Já nos modelos do estudo paramétrico, optou-se por utilizar relações constitutivas idealizadas, encontradas na literatura.

Para o conector e a viga de aço foi admitido um aço USI-CIVIL-350 ($f_y = 350$ MPa; $f_u = 450$ MPa) com comportamento elasto-plástico com encruamento, considerando-se as observações realizadas por Byfield e Dhanalakshmi (2002), apresentadas no item 2.5.2.

Já para o aço da armadura, considerou-se um aço de classe CA-50 ($f_y = 500$ MPa; com tensão última igual ao mínimo permitido, $f_u = 550$ MPa). O comportamento considerado para a armadura foi, também, elasto-plástico com encruamento. Para este aço utilizou-se o modelo apresentado por Aguiar (2015).

O modelo elasto-plástico com encruamento e representação da ruptura é ilustrado na Figura 4-4, na qual também se apresentam os limites considerados para os modelos constitutivos utilizados nos aços estruturais e no aço das armaduras.

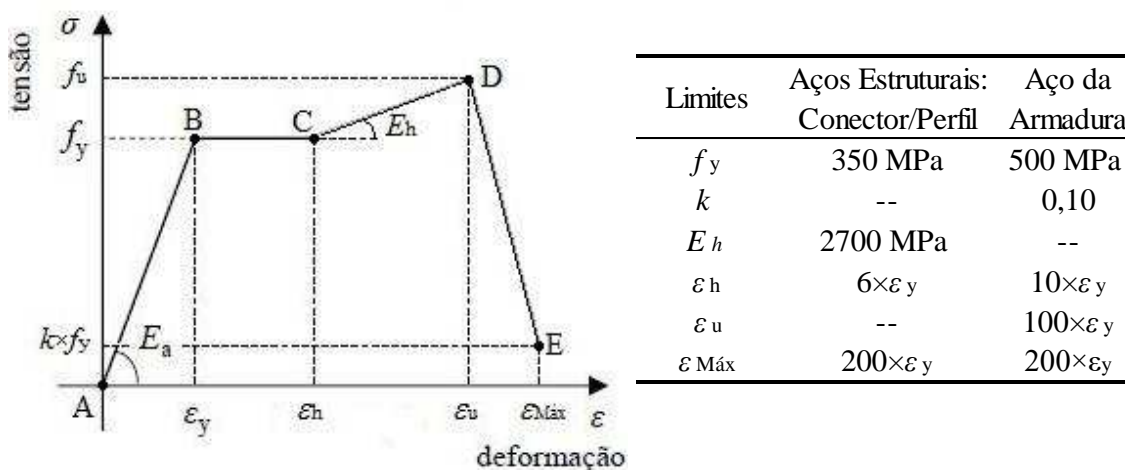


Figura 4-4. Modelo elasto-plástico com encruamento e representação da ruptura e limites considerados para os aços estruturais e da armadura (BYFIELD e DHANALAKSHMI, 2002; AGUIAR, 2015).

Para todos os aços do modelo, considerou-se módulo de elasticidade (E) igual a 200 GPa e coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3.

A representação do comportamento do concreto nos modelos do estudo paramétrico foi similar à do modelo validado no **Capítulo 3**. O valor da resistência média do concreto à compressão (f_c) adotado para quase todos os modelos foi de 38 MPa. A exceção foram alguns modelos nos quais este era o parâmetro em estudo (item 4.6). O módulo de elasticidade do concreto foi calculado a partir de sua resistência característica, utilizando-se a equação da ABNT NBR 6118:2014 (Eq. (9)). Os demais aspectos da representação do concreto foram idênticos aos apresentados no item 3.3.2.2.

4.3.3 Malha de elementos finitos, condições de contorno e de carregamento

A malha de elementos finitos adotada nos modelos do estudo paramétrico foi semelhante à apresentada no item 3.4, para o modelo validado, em todos os seus aspectos (tipo de elementos utilizados, tamanho médio dos elementos e partições realizadas na viga mista).

As condições de contorno (interações entre partes do modelo, condições de apoio e de simetria) foram determinadas nos modelos do estudo paramétrico da mesma forma apresentada no item 3.5, para o modelo validado.

A aplicação do carregamento também foi realizada de forma semelhante à apresentada no **Capítulo 3**, para quase todos os modelos desenvolvidos. A exceção são alguns modelos do estudo de variação da espessura, no qual aplicou-se carregamento uniformemente distribuído sobre a laje de concreto (ver item **4.4**).

4.4 Estudo da influência da espessura do conector

4.4.1 O estudo numérico desenvolvido

Para avaliar a influência da espessura do conector no comportamento da conexão com Crestbond, foram modelados numericamente ensaios de flexão em vigas mistas similares ao apresentado no **Capítulo 3**. Nos modelos numéricos desenvolvidos foram utilizados conectores Crestbond CR40 (relações dimensionais dadas na Figura 3-2), com espessuras de chapa de 9,5 mm, 12,5 mm e 16 mm.

Em todos os modelos o vão livre da viga mista foi de 3,0 m, sendo utilizados perfis metálicos PM 250 (Tabela 4-1) e laje de concreto com 100 mm de altura e 600 mm de largura. A resistência característica do concreto à compressão (f_c) utilizada foi de 38 MPa.

Além disso, nos modelos desenvolvidos, foram consideradas duas condições diferentes de carregamento, com o objetivo de investigar o comportamento da conexão em função da forma de aplicação das solicitações. Em metade dos modelos, considerou-se o carregamento aplicado de forma similar à apresentada no **Capítulo 3** (Figura 3-34), ou seja, em dois pontos simétricos em relação ao centro do vão (carregamento identificado como *C2P*). Na outra metade dos ensaios numéricos, aplicou-se o carregamento uniformemente distribuído sobre a face superior da laje de concreto (identificado como *CD*). Nestes casos, a região carregada consistiu em uma área retangular com comprimento igual ao comprimento total da viga mista (1,6 m no modelo com dupla simetria) e largura igual à largura da mesa superior do perfil metálico (Figura 4-5). As ações foram definidas como uma pressão atuando nesta área, com intensidade equivalente a um carregamento distribuído de 375 kN/m (valor superior ao carregamento máximo resistido pela viga, estimado pela ferramenta auxiliar abordada no item **4.2**).

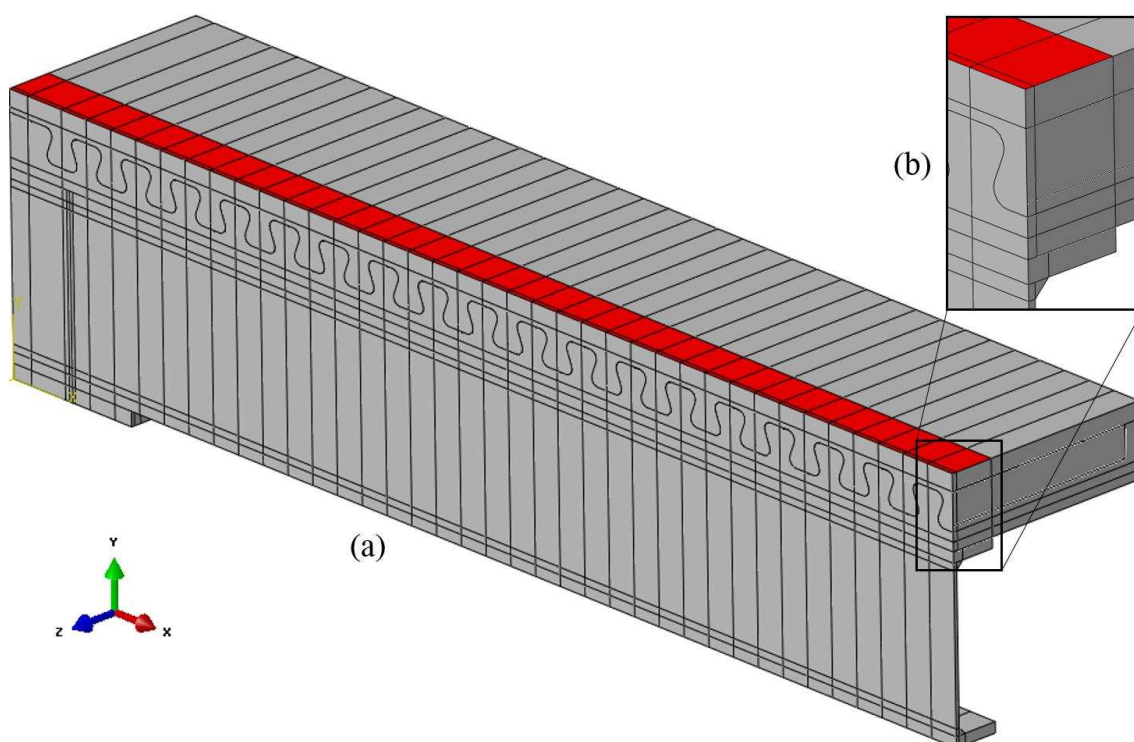


Figura 4-5. Área de aplicação do carregamento distribuído nos modelos *CD*: (a) perspectiva do modelo de viga mista; (b) detalhe da largura da área de aplicação de carga.

Na Tabela 4-2 é apresentado um resumo dos modelos de viga mista desenvolvidos e analisados no estudo da influência da espessura do conector e suas designações.

Tabela 4-2. Resumo das propriedades dos modelos do estudo da influência da espessura do conector.

Designação dos Modelos	t_{sc} (mm)	Tipo do Carregamento
VM-tsc-9,5-C2P	9,5	C2P
VM-tsc-12,5-C2P	12,5	C2P
VM-tsc-16-C2P	16,0	C2P
VM-tsc-9,5-CD	9,5	CD
VM-tsc-12,5-CD	12,5	CD
VM-tsc-16-CD	16,0	CD

4.4.2 Resultados obtidos

Os resultados dos ensaios numéricos de flexão para cada modelo de viga mista com conector Crestbond descrito anteriormente são apresentados na Figura 4-6, na forma de curvas força×deslocamento (para os modelos com carregamento tipo C2P) ou carregamento distribuído×deslocamento (no caso de carregamento tipo CD). Em cada gráfico, também são apresentadas as curvas de predição da rigidez, da capacidade resistente última das vigas e do limite de proporcionalidade (representado em curva traço-ponto), para as equações de resistência do conector propostas por Veríssimo (2007), Silva

(2011) e Dutra (2014). Essas curvas teóricas foram obtidas com o auxílio da ferramenta descrita no item 4.2. O limite de proporcionalidade é a resistência obtida considerando o momento resistente pelo processo elástico, de acordo com o Anexo O da ABNT NBR 8800:2008.

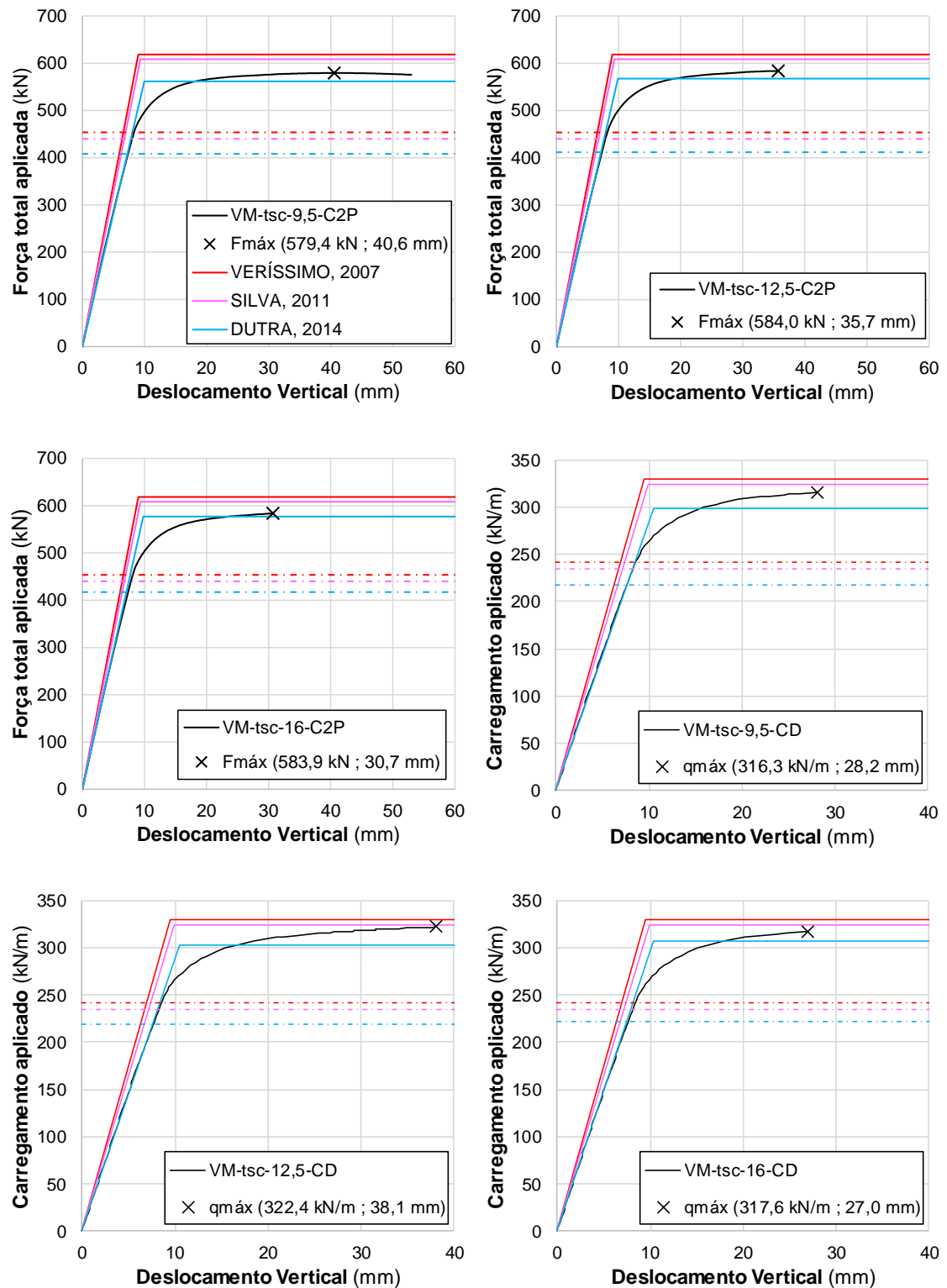


Figura 4-6. Resultados individuais dos modelos do estudo de influência da espessura do conector.

Com base nos valores numéricos da resistência última da viga foi possível estimar o valor da resistência do conector em cada modelo (conforme explicou-se em 4.2.3). Os resultados numéricos da resistência última da viga, da resistência do conector relacionada com a resistência da viga e das predições da resistência do conector pelos modelos semi-empíricos de Veríssimo (2007), de Silva (2011) e de Dutra (2014) são apresentados na Tabela 4-3 e na Tabela 4-4, para os casos de carregamento C2P e CD, respectivamente.

Tabela 4-3. Resultados das resistências da viga e do conector (modelos com carregamento tipo C2P).

Designação	Res. Num. Viga (kN)	Res. Estimada Conector (kN)	Veríssimo (2007) (kN)	Silva (2011) (kN)	Dutra (2014) (kN)
VM-tsc-9,5-C2P	579,4	1244,28	1983,49	1681,21	1055,65
VM-tsc-12,5-C2P	584,0	1299,18	1983,49	1681,21	1116,48
VM-tsc-16-C2P	583,9	1297,95	1983,49	1681,21	1216,53

Tabela 4-4. Resultados das resistências da viga e do conector (modelos com carregamento tipo CD).

Designação	Res. Num. Viga (kN/m)	Res. Estimada Conector (kN)	Veríssimo (2007) (kN)	Silva (2011) (kN)	Dutra (2014) (kN)
VM-tsc-9,5-CD	316,3	1418,40	1983,49	1681,21	1055,65
VM-tsc-12,5-CD	322,4	1601,52	1983,49	1681,21	1116,48
VM-tsc-16-CD	317,6	1453,67	1983,49	1681,21	1216,53

4.4.3 Discussão

Da análise das curvas carregamento×deslocamento apresentadas na Figura 4-6, observa-se que o comportamento geral dos modelos numéricos foi previsto com boa aproximação pelas curvas analíticas baseadas nas equações de Veríssimo (2007), de Silva (2011) e de Dutra (2014). Em todos os casos constata-se uma excelente correlação da rigidez inicial do modelo numérico com a rigidez da curva analítica relativa ao modelo de Dutra (2014). Quanto à capacidade resistente da viga mista, esta situou-se, em todos os modelos estudados, na faixa entre as curvas de Dutra (2014) e Silva (2011), sendo superior à primeira e inferior à segunda.

Conforme pode-se observar na Tabela 4-3 e na Tabela 4-4, a resistência do conector é diretamente relacionada com a capacidade resistente da viga, uma vez que todos os modelos encontram-se em situação de conexão parcial. Assim sendo, os valores estimados para resistência do conector nos modelos numéricos também situaram-se na faixa limitada pelos valores obtidos das equações de Dutra (2014) e de Silva (2011).

Constata-se que para os modelos com carregamento tipo C2P a resistência foi menor, com valores cerca de 15% superiores à estimativa da equação de Dutra (2014). Já para os modelos com carregamento tipo CD, a resistência foi maior, com valores cerca de 30% superiores às estimativas da mesma equação. A resistência prevista pela equação de Veríssimo (2007) foi sempre superior à prevista pela equação de Silva (2011) e, conseqüentemente, superior aos valores obtidos nos modelos numéricos.

Observa-se ainda que os valores estimados pelas equações de Veríssimo (2007) e Silva (2011) são os mesmos para os seis modelos desenvolvidos. Isto ocorre, pois tais formulações não levam em conta a espessura do conector, uma vez que foram baseadas nos resultados de ensaios nos quais este parâmetro não foi variado. Já na equação de Dutra (2014) a espessura do conector é um dado de entrada e, desta forma, a estimativa é diferente para cada valor deste parâmetro.

Nenhuma das três equações leva em consideração o tipo de carregamento como fator que influencie a resposta do conector. Apesar disto, esta influência fica clara nos resultados numéricos obtidos, uma vez que, para uma mesma configuração geométrica, a resistência dos conectores nas vigas submetidas a carregamento distribuído (CD) foi sempre superior à dos elementos de conexão nas vigas com carregamento simétrico aplicado em dois pontos (C2P). Uma possível explicação para este fato reside no fato de que a distribuição do fluxo de cisalhamento após a plastificação (Figura 2-9) é mais uniforme no caso de carregamento distribuído, o que permite explorar ao máximo o potencial de cada dente do conector e obter um valor maior de capacidade resistente. Nas Figuras 4-7 e 4-8 são apresentadas as regiões plastificadas do conector, no instante em que é atingida a carga máxima, para os modelos VM-tsc-12,5-C2P e VM-tsc-12,5-CD, respectivamente.

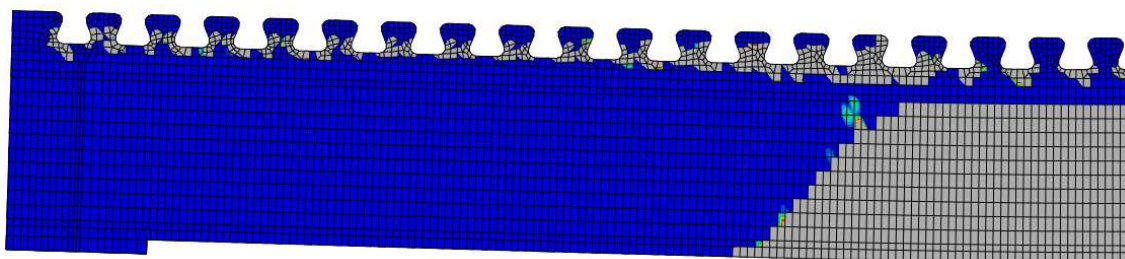


Figura 4-7. Regiões plastificadas do conector, no instante de carga máxima, para o modelo VM-tsc-12,5-C2P.

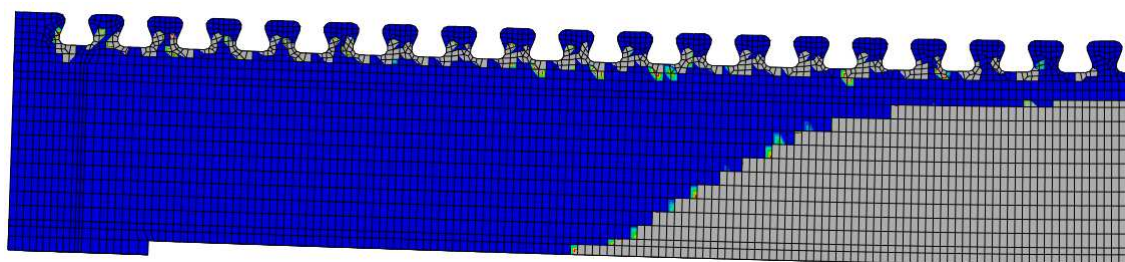


Figura 4-8. Regiões plastificadas do conector, no instante de carga máxima, para o modelo VM-tsc-12,5-CD.

Observa-se que no caso de carregamento aplicado por meio de duas forças pontuais simétricas em relação ao centro do vão (C2P) a região do conector nas proximidades do ponto de aplicação de carga fica sobrecarregada em relação às demais (Figura 4-7). Já para o caso de carregamento distribuído (CD), os esforços cisalhantes se distribuem de forma mais igualitária ao longo do conector, após a plastificação (Figura 4-8).

Para o estudo da influência da espessura do conector em sua capacidade resistente deve-se comparar os valores de resistência de cada modelo em função deste parâmetro. Observa-se, todavia, que apenas o modelo VM-tsc-12,5-C2P apresentou um ponto de pico de carga bem caracterizado. Nos demais modelos, o ensaio numérico foi interrompido, por falta de convergência, em um ponto com rigidez ainda positiva. Desta forma, optou-se por realizar a comparação das resistências do conector, em função de sua espessura, para um mesmo valor de deslocamento vertical da viga. No caso dos modelos com carregamento C2P este valor foi de 30,7 mm (valor de deslocamento máximo do modelo VM-tsc-16-C2P). Já para os modelos com carregamento CD este valor foi de 27,0 mm (valor de deslocamento máximo do modelo VM-tsc-16-CD).

Na Figura 4-9 e na Figura 4-10 são apresentados os gráficos carregamento×deslocamento com os resultados numéricos de cada espessura de conector sobrepostos para os casos de carregamento C2P e CD, respectivamente. Observa-se que as resistências da viga em destaque já estão normalizadas para os deslocamentos citados anteriormente.

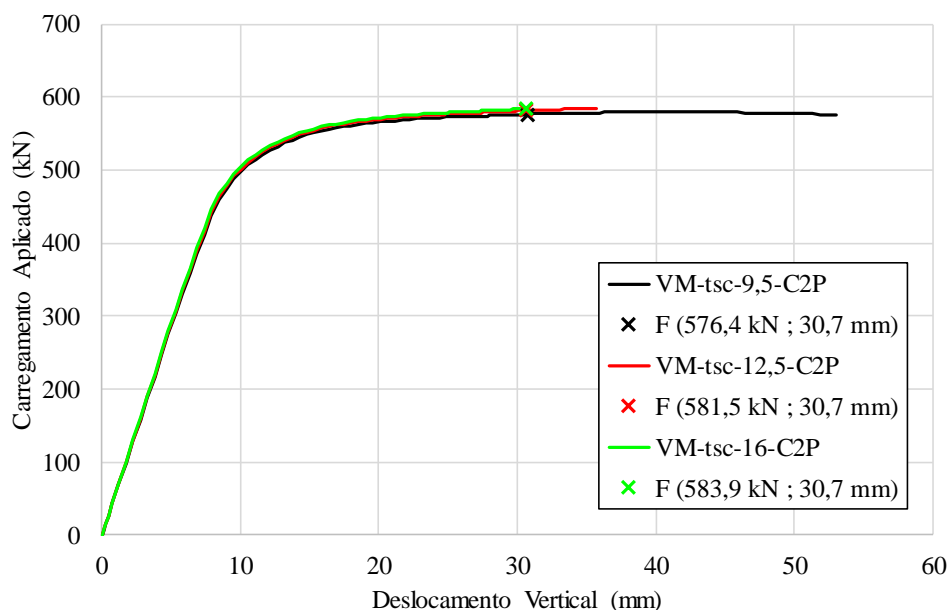


Figura 4-9. Curvas força x deslocamento sobrepostas (modelos com carregamento C2P).

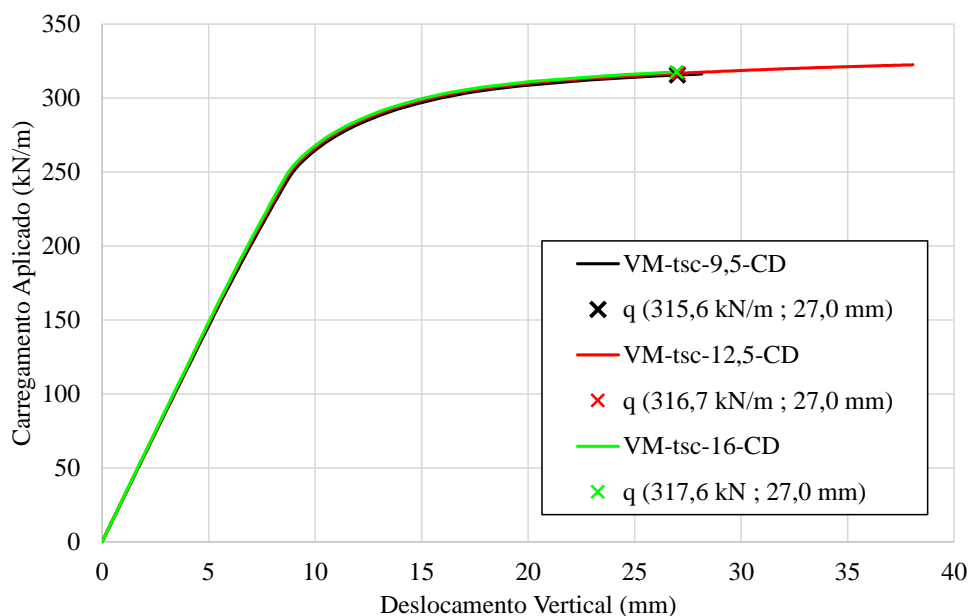


Figura 4-10. Curvas carregamento x deslocamento sobrepostas (modelos com carregamento CD).

A análise desses gráficos deixa evidente que não existe uma influência significativa da variação da espessura para o ganho na capacidade resistente das vigas mistas estudadas. Não obstante, será avaliada a influência da espessura na capacidade resistente do conector, uma vez que a relação entre essa resistência e a resistência da viga não é linear.

É possível estimar o valor da resistência do conector correspondente a cada um dos pontos destacados nos gráficos apresentados. Os resultados deste procedimento são apresentados na Tabela 4-5 e na Tabela 4-6, para os casos de carregamento C2P e CD, respectivamente. Um gráfico comparativo das resistências estimadas para o conector com a variação da espessura é apresentado na Figura 4-11.

Tabela 4-5. Resultados das resistências da viga e do conector para um deslocamento de 30,7 mm (modelos com carregamento tipo C2P).

Designação	Res. Num. Viga (kN)	Res. Estimada Conector (kN)	Veríssimo (2007) (kN)	Silva (2011) (kN)	Dutra (2014) (kN)
VM-tsc-9,5-C2P	576,4	1210,11	1983,49	1681,21	1055,65
VM-tsc-12,5-C2P	581,5	1268,94	1983,49	1681,21	1116,48
VM-tsc-16-C2P	583,9	1297,95	1983,49	1681,21	1216,53

Tabela 4-6. Resultados das resistências da viga e do conector para um deslocamento de 27,0 mm (modelos com carregamento tipo CD).

Designação	Res. Num. Viga (kN/m)	Res. Estimada Conector (kN)	Veríssimo (2007) (kN)	Silva (2011) (kN)	Dutra (2014) (kN)
VM-tsc-9,5-CD	315,6	1400,03	1983,49	1681,21	1055,65
VM-tsc-12,5-CD	316,7	1429,08	1983,49	1681,21	1116,48
VM-tsc-16-CD	317,6	1453,67	1983,49	1681,21	1216,53

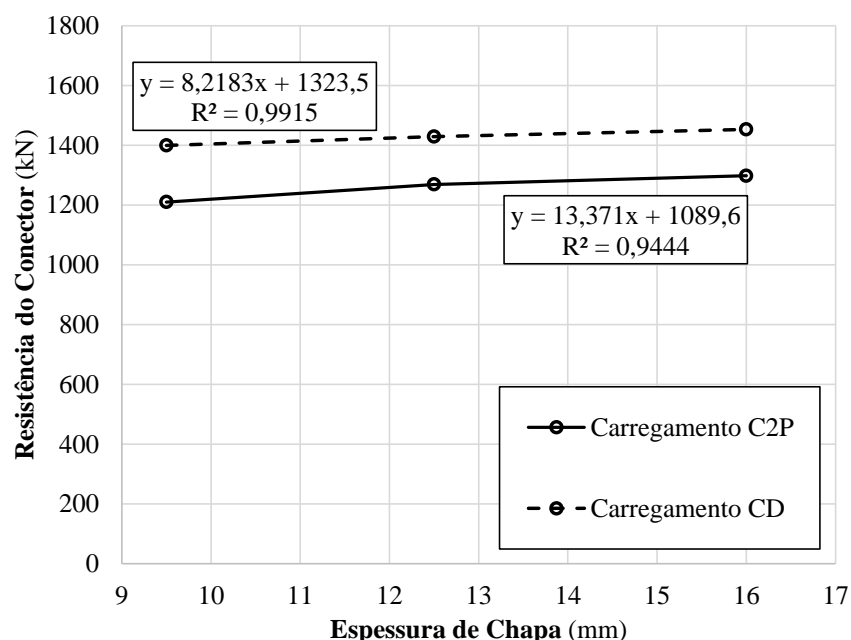


Figura 4-11. Variação da resistência do conector Crestbond em função da variação da espessura de sua chapa.

Mesmo sendo perceptível um aumento da resistência do conector com o aumento da espessura de chapa, a magnitude deste aumento é muito pequena em relação ao valor total da resistência. No gráfico da Figura 4-11 são apresentadas equações de regressão linear (com bons coeficientes de determinação) que expressam a resistência do conector (y) em função da variação na espessura de chapa (x) para os ensaios numéricos realizados. Analisando-se o coeficiente angular dessas equações, pode-se concluir que o ganho de resistência para cada milímetro adicional nas espessuras de chapa do conector é de cerca de 13 kN para as vigas com carregamento tipo C2P e de cerca de 8 kN para as com

carregamento tipo CD. Em relação à magnitude média da resistência do conector em cada caso, estes valores equivalem a 1% e 0,6%, respectivamente.

Os resultados deste estudo estão de acordo com o que foi obtido por Nishido *et al.* (2000), que realizaram ensaios *push-out* em conectores Perfobond com espessuras de 9 mm, 12 mm e 16 mm (muito próximas das avaliadas neste trabalho) e não observaram diferenças consideráveis na ductilidade e na capacidade de carga dos corpos de prova ensaiados. Apesar disto, os resultados divergem daqueles obtidos por Dutra (2014) e Ushijima *et al.* (2001), conforme se apresentou no item 2.4.3.5.

4.5 Estudo da influência de conectores em paralelo

4.5.1 O estudo numérico desenvolvido

A disposição de elementos de conexão em duas ou mais linhas longitudinais paralelas é uma estratégia que permite ganho de capacidade resistente para um mesmo comprimento total do elemento misto. No dia a dia da construção mista, esta prática é muito comum no projeto e execução de estruturas com conectores do tipo pino com cabeça (*stud bolts*).

Quando os elementos de ligação são dispostos em paralelo, geralmente ocorre a sobreposição dos campos de tensão oriundos de cada linha longitudinal de conectores. Nessas condições, a resistência do conjunto não é equivalente ao dobro da resistência de uma fileira isolada, havendo uma redução em relação a este valor. O espaçamento entre os conectores é a principal variável no estudo de elementos em paralelo, pois define o quanto os campos de tensão se sobrepõem e, desta forma, a redução na resistência do conjunto.

No caso de conectores em chapa plana, Studnicka *et al.* (2000) e Ushijima *et al.* (2001) realizaram ensaios em conectores Perfobond dispostos paralelamente. Para o conector Crestbond, Veríssimo (2007) sugeriu a investigação do desempenho de uma configuração geométrica com dois elementos em paralelo (Figura 4-12.a). Este estudo foi realizado por Dutra (2014), que modelou numericamente ensaios tipo *push-out* com conectores Crestbond descontínuos em paralelo, avaliando a influência do espaçamento entre os conectores e das espessuras de chapa do conector (Figura 4-12.b).

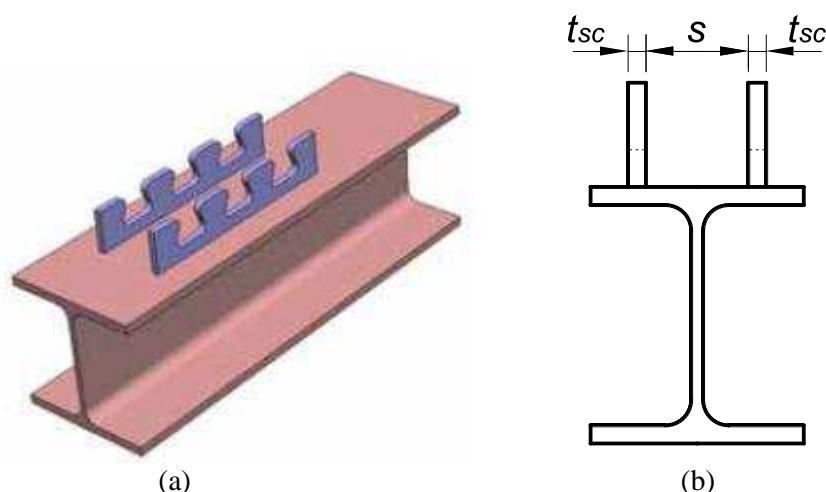


Figura 4-12. (a) Utilização de conectores Crestbond em paralelo (VERÍSSIMO, 2007); (b) espaçamento entre conectores Crestbond em paralelo.

Neste trabalho, realizou-se um estudo paramétrico muito similar ao de Dutra (2014), com o objetivo de avaliar se os resultados obtidos pelo autor também são válidos para os casos de conector contínuo em vigas mistas, na qual a distribuição de tensões no elemento como um todo é particularmente diferente da que ocorre nos modelos de ensaio *push-out*. Desta forma, foram modelados numericamente ensaios de flexão em vigas mistas similares ao apresentado no *Capítulo 3*.

Nos modelos numéricos desenvolvidos foram utilizados conectores Crestbond CR40 (relações dimensionais dadas na Figura 3-2), com espessuras de chapa de 6,3 mm e 8,0 mm. Em todos os modelos o vão livre da viga mista foi de 3,0 m, sendo utilizados perfis metálicos PM 350 (Tabela 4-1) e laje de concreto com 100 mm de altura e 750 mm de largura. A resistência característica do concreto à compressão (f_c) utilizada foi de 38 MPa.

Na Tabela 4-7 é apresentado um resumo dos modelos de viga mista desenvolvidos e analisados no estudo da influência de conectores em paralelo e suas designações.

Cabe observar que os modelos com designação de espaçamento “solo” ($s_{par} = “--”$) se referem ao caso de um único conector com a espessura indicada. Já o caso dos modelos com designação de espaçamento “0” ($s_{par} = 0$) se referem ao caso de dois conectores com a espessura indicada dispostos lado a lado, ou seja, uma situação equivalente à de um único conector com o dobro da espessura indicada. São analisadas estas duas situações distintas para que se possa avaliar: (a) a redução de resistência provocada pela superposição dos campos de tensão de dois conectores em paralelo em relação à soma das

resistências de dois conectores similares trabalhando isoladamente; e (b) se existe vantagem em utilizar conectores em paralelo ou um único conector com o dobro da espessura (mesmo consumo total de aço para confecção do meio de conexão).

Tabela 4-7. Resumo das propriedades dos modelos do estudo da influência de conectores em paralelo.

Designação dos Modelos	s_{par} (mm)	t_{sc} (mm)
VM-par-6,3-solo	--	6,3
VM-par-6,3-0	0	6,3
VM-par-6,3-60	60	6,3
VM-par-6,3-90	90	6,3
VM-par-6,3-120	120	6,3
VM-par-8-solo	--	8,0
VM-par-8-0	0	8,0
VM-par-8-60	60	8,0
VM-par-8-90	90	8,0
VM-par-8-120	120	8,0

4.5.2 Resultados obtidos

Os resultados dos ensaios numéricos de flexão, para cada modelo de viga mista do estudo da influência de conectores em paralelo, são apresentados nas Figuras 4-13 e 4-14, respectivamente, para os casos dos conectores com chapa de espessura de 6,3 mm e de 8,0 mm. Assim como no item 4.4.2, são ilustradas as curvas força×deslocamento para os modelos numéricos acompanhadas das curvas analíticas baseadas nas equações de resistência propostas por Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014).

Novamente, estimou-se o valor da resistência do conector em cada modelo com base no valor numérico da capacidade resistente da viga mista. Os resultados numéricos da resistência última da viga, da estimativa da resistência do conector e das predições da resistência do conector pelos modelos semi-empíricos de Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014) são apresentados na Tabela 4-8 e na Tabela 4-9, para os casos dos conectores com chapa de espessura de 6,3 mm e de 8,0 mm, respectivamente. Como as equações de Veríssimo (2007) e Silva (2011) não consideram a hipótese de utilização de conectores em paralelo, adotou-se um fator de multiplicação de 1,5 sobre a resistência de um conector isolado para estimar a contribuição do segundo conector nestes casos. Isto foi necessário para a obtenção de valores pouco conservadores de resistência, de forma a garantir a conexão parcial na criação dos modelos numéricos (item 4.2.2).

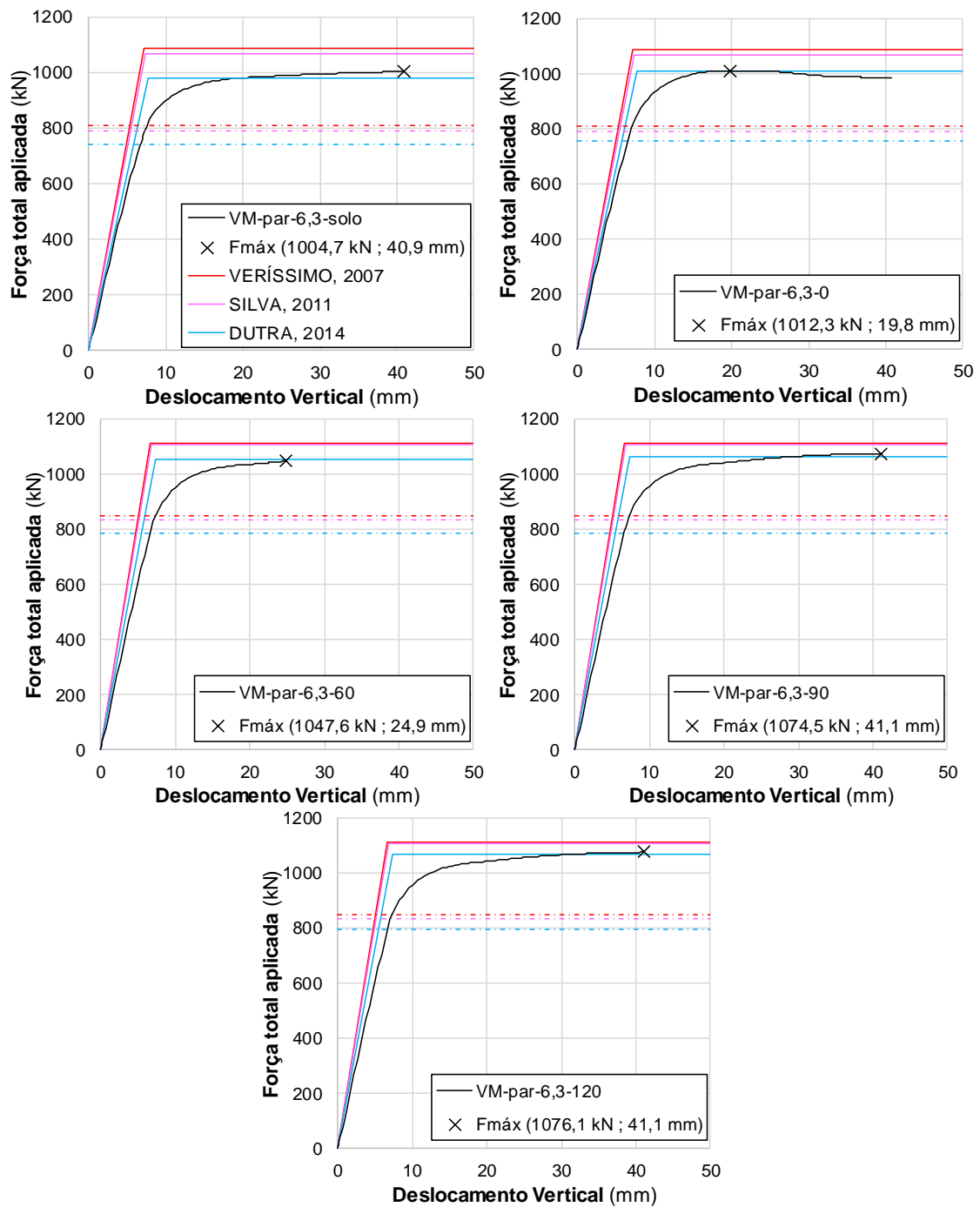


Figura 4-13. Resultados individuais dos modelos do estudo de influência de conectores em paralelo (espessura de chapa de 6,3 mm).

Tabela 4-8. Resultados das resistências da viga e do conector para o estudo da influência de conectores paralelos (espessura de chapa de 6,3 mm).

Designação	Res. Num. Viga (kN)	Res. Estimada Conector (kN)	Veríssimo (2007) (kN)	Silva (2011) (kN)	Dutra (2014) (kN)
VM-par-6,3-solo	1004,7	1061,38	1983,49	1681,21	922,37
VM-par-6,3-0	1012,3	1118,30	1983,49	1681,21	1116,48
VM-par-6,3-60	1047,6	1453,74	2975,23	2521,81	1550,06
VM-par-6,3-90	1074,5	1780,62	2975,23	2521,81	1610,62
VM-par-6,3-120	1076,1	1803,38	2975,23	2521,81	1710,68

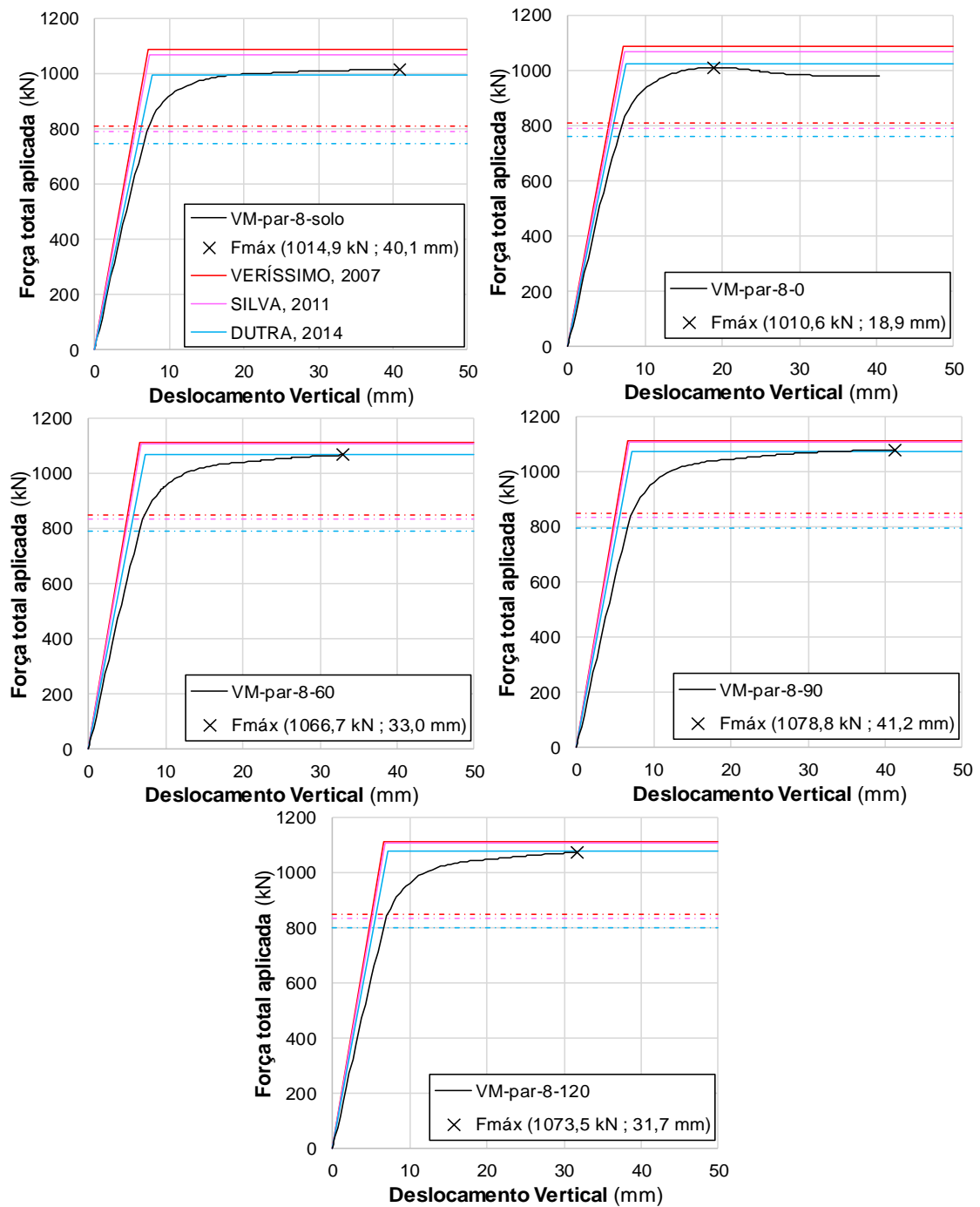


Figura 4-14. Resultados individuais dos modelos do estudo de influência de conectores em paralelo (espessura de chapa de 8,0 mm).

Tabela 4-9. Resultados das resistências da viga e do conector para o estudo da influência de conectores paralelos (espessura de chapa de 8,0 mm).

Designação	Res. Num. Viga (kN/m)	Res. Estimada Conector (kN)	Veríssimo (2007) (kN)	Silva (2011) (kN)	Dutra (2014) (kN)
VM-par-8-solo	1014,9	1139,74	1983,49	1681,21	997,76
VM-par-8-0	1010,6	1104,88	1983,49	1681,21	1216,53
VM-par-8-60	1066,7	1676,18	2975,23	2521,81	1676,75
VM-par-8-90	1078,8	1842,99	2975,23	2521,81	1742,26
VM-par-8-120	1073,5	1766,65	2975,23	2521,81	1850,50

4.5.3 Discussão

Analisando as curvas força×deslocamento apresentadas na Figura 4-13 e na Figura 4-14, pode-se comparar o comportamento geral dos modelos numéricos com o das curvas analíticas baseadas nas equações de Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014). Diferentemente do estudo apresentado anteriormente (influência da espessura), nos modelos com conectores em paralelo, observou-se que a rigidez inicial da viga mista simulada numericamente foi sempre inferior à prevista pelas curvas analíticas. Por outro lado, em todos os modelos deste estudo, a resistência numérica da viga mista foi muito próxima da resistência da viga estimada com base na equação de Dutra (2014), com erros máximos de 1% para valores inferiores e 2% para valores superiores.

Quanto à resistência estimada dos conectores (valores apresentados na Tabela 4-8 e na Tabela 4-9), ressalta-se, novamente, sua relação direta com a capacidade resistente da viga. Desta forma, pode ser constatado um comportamento similar ao descrito no parágrafo anterior. De fato, as resistências estimadas dos conectores a partir de valores numéricos (procedimento descrito em 4.2.3) foram mais próximas dos valores obtidos da Eq. (4) (DUTRA, 2014) do que das Eq. (2) e Eq. (3), dos outros autores, com erros máximos de 9% para valores inferiores e de 15% para valores superiores.

Cabe ressaltar ainda, a observância da não linearidade na relação entre o ganho de resistência do conector e o ganho de capacidade resistente da viga mista. Um conector de cisalhamento 9% menos resistente do que um dado valor previsto, conduziu a uma viga mista 1% menos resistente do que o esperado. Da mesma forma, um conector 15% mais resistente do que um valor previsto, conduziu a uma viga mista 2% mais resistente do que o esperado. É importante esclarecer que esta relação não linear está relacionada com o mecanismo de plastificação da seção mista (relação entre as magnitudes das forças desenvolvidas no perfil e na laje e as distâncias dos braços de alavanca entre essas forças) e é independente do tipo de conector ou da configuração geométrica utilizada, sendo observada para todos os estudos descritos neste capítulo.

Na Figura 4-15 e na Figura 4-16 são apresentados os gráficos força×deslocamento com os resultados numéricos de cada modelo ensaiado sobrepostos, para os casos de chapa de espessura de 6,3 mm e 8,0 mm, respectivamente.

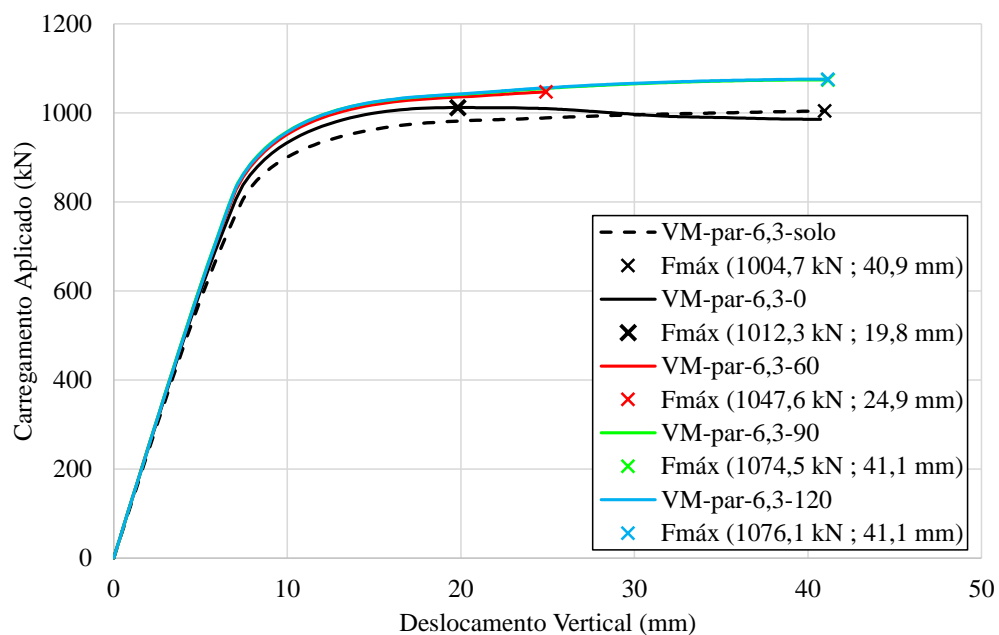


Figura 4-15. Curvas força×deslocamento sobrepostas (modelos com chapa de 6,3 mm).

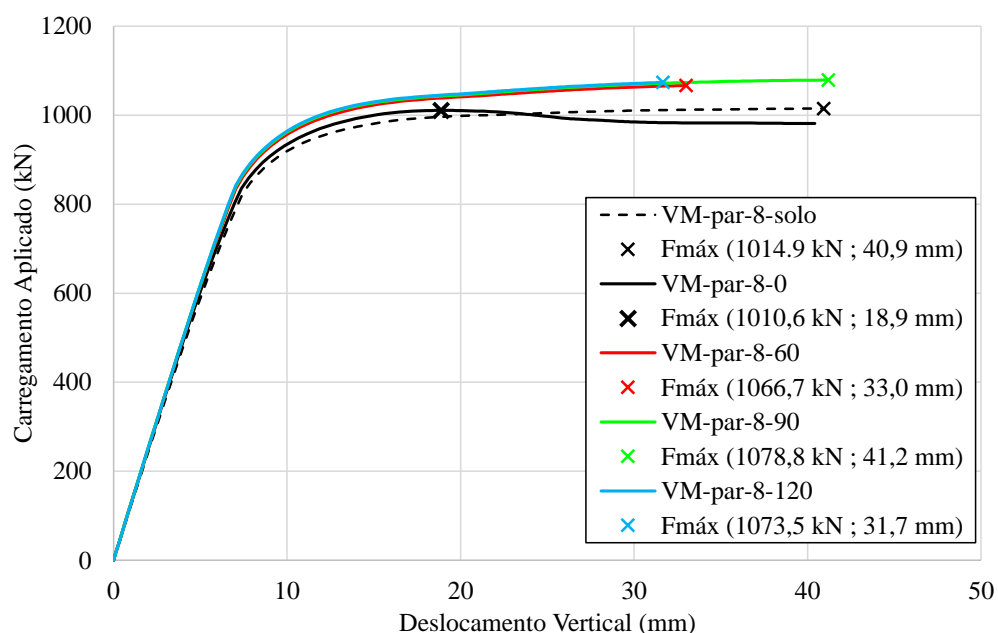


Figura 4-16. Curvas carregamento×deslocamento sobrepostas (modelos com chapa de 8,0 mm).

Antes de discutir a influência dos espaçamentos no comportamento dos conectores Crestbond dispostos em paralelo, cabe uma observação sobre os modelos que correspondem a um único conector isolado (curvas de cor preta nas Figuras 4-15 e 4-16). Conforme explicado anteriormente, os modelos VM-par-6,3-solo, VM-par-6,3-0, VM-par-8-solo e VM-par-8-0, correspondem a vigas mistas idênticas, com um único conector isolado, de espessura 6,3 mm, 8,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm, respectivamente. Assim sendo, a comparação das resistências estimadas dos conectores destes modelos consiste em um estudo complementar ao realizado no item 4.4.

Um gráfico comparativo das resistências estimadas para o conector com a variação da espessura, para os modelos do estudo de conectores paralelos, é apresentado na Figura 4-17.

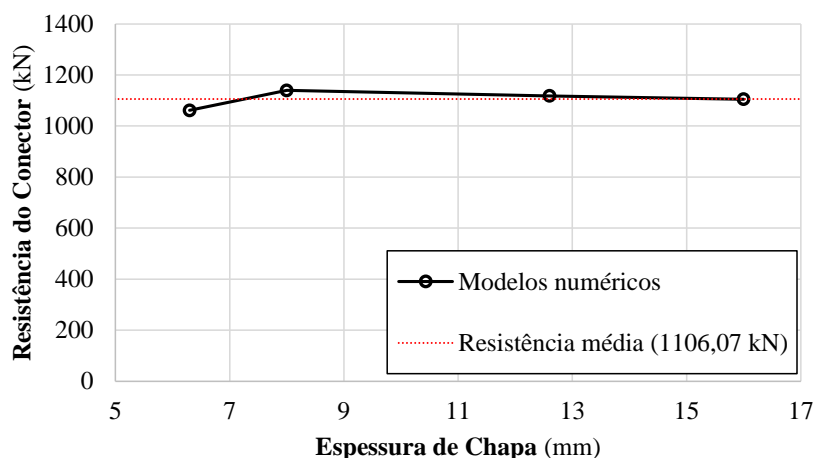


Figura 4-17. Variação da resistência do conector Crestbond em função da variação da espessura de sua chapa (modelos de conectores em paralelo).

A análise do gráfico mostra um comportamento inesperado, que consiste no aumento da resistência entre as espessuras de 6,3 mm e 8,0 mm e no decaimento das resistências do conector com os aumentos consecutivos da espessura de chapa deste elemento, para 12,5 mm e 16 mm. Apesar disto, o comportamento no trecho observado (espessuras entre 6,3 mm e 16,0 mm) é de pouca variação. Na Figura 4-17 o valor médio das resistências (1061,07 kN) é representado pela reta vermelha pontilhada. Em relação a este valor, os desvios máximos são de 4% para baixo (espessura de 6,3 mm) e 3% para cima (espessura de 8,0 mm).

Em relação aos valores máximos de resistência da viga mista (apresentados nas Figuras 4-15 e 4-16), as variações máximas em relação à média foram de 0,6% para baixo e 0,4% para cima. Quanto ao comportamento força×deslocamento das vigas mistas, observa-se que os conectores com chapas de menor espessura foram mais dúcteis do que os de espessura maior. Este comportamento também foi observado nos estudos do item 4.4 sob carregamento do tipo C2P. Uma possível explicação para este fato é que as chapas mais finas, por serem menos rígidas, permitem um nível maior de deformação nos pinos de concreto para um mesmo valor de esforço cortante transmitido.

Desta forma, os resultados apresentados estão de acordo com o obtido no item 4.4, no sentido de que a variação da espessura de chapa do conector não provoca alterações significativas em sua resistência e, conseqüentemente, na resistência das vigas mistas.

Da análise das Figuras 4-15 e 4-16 observa-se que existe um aumento na resistência última das vigas mistas ao se utilizar conectores em paralelo. O comportamento observado foi muito similar para os modelos com espessuras de 6,3 mm e de 8,0 mm. Para os modelos com espaçamento igual a zero (VM-par-6,3-0 e VM-par-8-0) o ganho de resistência em relação aos modelos com conector isolado foi pouco significativo. Nos modelos com espaçamento de 60 mm, observou-se um ganho de resistência de 4,3% para a espessura de 6,3 mm e de 5,1% para a espessura de 8,0 mm. Já para os modelos com espaçamento de 90 mm observou-se um ganho de resistência de 6,9% para a espessura de 6,3 mm e de 6,3% para a espessura de 8,0 mm. Quando se aumentou o espaçamento para 120 mm não foi observado ganho de resistência significativo em relação ao espaçamento de 90 mm. Isto indica que a partir deste valor de espaçamento o efeito de sobreposição dos campos de tensão não limitou o aumento da resistência da conexão.

Os valores obtidos de resistência do conector, para cada valor de resistência numérica da viga mista, foram apresentados na Tabela 4-8 e na Tabela 4-9. A partir destes valores foi construído o gráfico apresentado na Figura 4-18, onde se pode observar a variação de resistência dos conectores estudados em função do espaçamento entre eles quando dispostos em paralelo. Neste gráfico, as resistências dos conectores com chapa de 6,3 mm de espessura são representadas ao longo da curva de cor preta e as dos conectores com chapa de 8,0 mm de espessura ao longo da curva de cor vermelha. Cabe observar que o espaçamento zero equivale a um conector isolado com o dobro da espessura de chapa. As resistências dos conectores isolados são representadas como linhas horizontais pontilhadas nas cores adotadas para cada espessura de chapa.

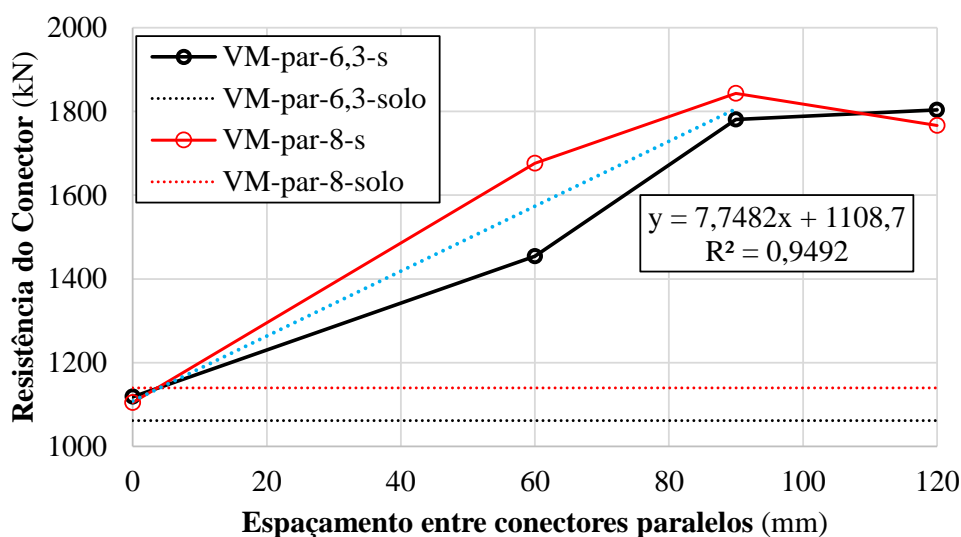


Figura 4-18. Variação da resistência do conector Crestbond em função do espaçamento entre conectores paralelos.

O comportamento observado é semelhante para as duas espessuras de chapa estudadas. De forma geral, observa-se o crescimento da resistência com o aumento da distância entre os conectores em paralelo até um espaçamento de cerca de 90 mm. A partir deste valor, a influência do espaçamento no aumento das resistências passa a ser pouco significativo.

No intervalo de espaçamentos ao longo do qual observa-se significativa variação na resistência do conector (entre 0 mm e 90 mm) a relação entre essas grandezas pode ser descrita de forma satisfatória por uma equação linear. Com base nessa observação, ajustou-se uma equação de regressão com os resultados dos modelos numéricos com espaçamentos 0, 60 mm e 90 mm, cuja expressão matemática, coeficiente de determinação e representação geométrica são apresentados na Figura 4-18 (reta pontilhada em azul). Optou-se por idealizar um comportamento único para os modelos com diferentes espessuras de chapa com base na observação de que essa variável exerce pouca influência na resistência do conector.

Os resultados obtidos diferem em alguns aspectos dos apresentados por Dutra (2014), que são ilustrados na Figura 4-19. Observa-se que este autor também observou uma relação linear entre a resistência da conexão e o espaçamento dos conectores. Todavia, não foi observada a mudança deste comportamento a partir de um dado limite de deslocamento, como se observou neste trabalho para o valor de 90 mm. No trabalho de Dutra (2014) o comportamento entre 90 mm e 120 mm é semelhante ao do intervalo anterior (entre 60 mm e 90 mm).

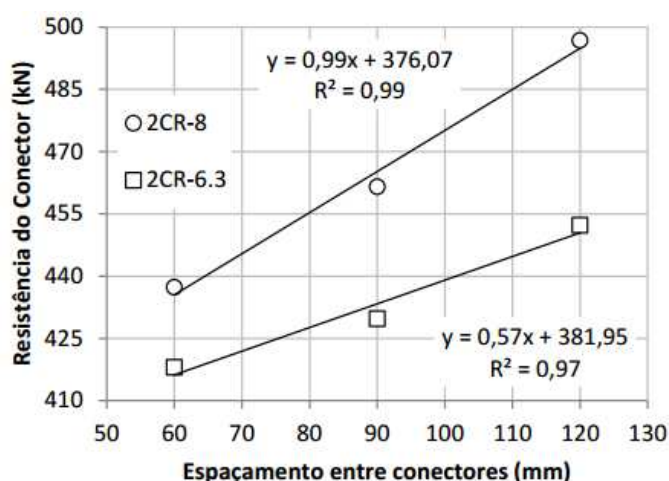


Figura 4-19. Variação da resistência do conector Crestbond em função do espaçamento entre conectores paralelos (DUTRA, 2014).

Outro aspecto no qual os resultados de Dutra (2014) diferem dos obtidos neste trabalho é na obtenção de relações diferentes para conectores com espessuras diferentes. Isto é um

reflexo do fato de Dutra (2014) ter observado variação da resistência do conector com sua espessura.

Os modelos analisados por Dutra (2014) foram simulações do ensaio *push-out* conforme estabelecido pela EN 1994-1-1:2004 utilizando-se conectores Crestbond descontínuos. Já os analisados neste trabalho são vigas mistas com conectores contínuos. Assim sendo, acredita-se que as diferenças observadas estejam relacionadas a algum aspecto do comportamento estrutural diferencial dos dois tipos de ensaio (conforme discutido no item 4.1). Outro aspecto que pode exercer influência no comportamento de conectores em paralelo, que é diferente nos dois casos em comparação, é o comprimento total do elemento de conexão, cerca de 8 vezes maior nas vigas mistas estudadas do que nos *push-out*.

Na Tabela 4-10 são apresentadas as comparações entre as resistências máximas (Q) dos conectores em paralelo com chapa de 6,3 mm, em relação à resistência do conector isolado de 6,3 mm (q_{solo}) e à resistência do conector com espaçamento igual a zero ($q_{s=0}$).

Tabela 4-10. Comparação das resistências dos conectores dos modelos com elementos em paralelo (espessura de chapa de 6,3 mm).

Designação	Q (kN)	Q/q_{solo}	$Q/q_{s=0}$
VM-par-6,3-solo	1061,38	1,00	0,95
VM-par-6,3-0	1118,30	1,05	1,00
VM-par-6,3-60	1453,74	1,37	1,30
VM-par-6,3-90	1780,62	1,68	1,59
VM-par-6,3-120	1803,38	1,70	1,61

Em relação ao conector isolado com espessura de 6,3 mm observa-se um ganho de 5% de resistência quando se dobrou a espessura de chapa do conector (VM-par-6,3-0) e ganhos de 37%, 68% e 70% para dois conectores em paralelo espaçados de 60, 90 e 120 mm, respectivamente. Estes resultados deixam claro que a existência de planos de corte adicionais para cada pino de concreto, oriunda da utilização de conectores em paralelo, implica em um aumento de resistência em relação à utilização de um conector único com o dobro da espessura (duas configurações que consomem a mesma quantidade de material na chapa do conector).

De forma semelhante, na Tabela 4-11 são apresentadas as comparações entre as resistências máximas (Q) dos conectores em paralelo com chapa de 8,0 mm, em relação

à resistência do conector isolado de 8,0 mm (q_{solo}) e à resistência do conector com espaçamento igual a zero ($q_{s=0}$).

Tabela 4-11. Comparação das resistências dos conectores dos modelos com elementos em paralelo (espessura de chapa de 8,0 mm).

Designação	Q (kN)	Q/q_{solo}	$Q/q_{s=0}$
VM-par-8-solo	1139,74	1,00	1,03
VM-par-8-0	1104,88	0,97	1,00
VM-par-8-60	1676,18	1,47	1,52
VM-par-8-90	1842,99	1,62	1,67
VM-par-8-120	1766,65	1,55	1,60

Neste caso, observa-se que a resistência do conector isolado com a espessura de 16 mm (espaçamento zero) foi inferior ao do conector isolado com espessura de 8,0 mm. Quanto aos conectores que possuem espaçamento diferente de zero, os ganhos de resistência em relação ao conector isolado com espessura de 8,0 mm foram de 47%, 62% e 55% para dois conectores em paralelo espaçados de 60, 90 e 120 mm, respectivamente. Novamente, os resultados comprovam a tese de que a utilização de conectores em paralelo resulta em ganho de resistência em relação ao aumento da espessura dos conectores, considerando-se mesma quantidade de material na confecção destes elementos. Estes resultados estão de acordo com o que foi obtido por Dutra (2014) com os modelos de ensaio *push-out*.

Os ganhos máximos de resistência ao se utilizar dois conectores em paralelo, em relação à utilização de um único conector isolado, foram de 70% para espessura de 6,3 mm. Nesta situação, quando atuando em paralelo, cada elemento de conexão tem sua capacidade resistente reduzida em 15% em relação à configuração em que atua isoladamente. Para a espessura de 8,0 mm o ganho máximo de resistência é de 62%, o que equivale à redução de 19% da capacidade resistente de cada conector. Essas reduções foram superiores às obtidas por Dutra (2014), de 8% e 14% para as espessuras de chapa de 6,3 mm e 8,0 mm respectivamente.

4.6 Estudo da influência da taxa de armadura e da resistência do concreto

4.6.1 O estudo numérico desenvolvido

Nesta seção é apresentado o estudo da influência da armadura transversal e da resistência do concreto na capacidade resistente dos conectores Crestbond. Conforme mencionado

anteriormente, optou-se por conduzir o estudo destes dois parâmetros em conjunto, pois acreditava-se na possibilidade de que um exercesse influência sobre o efeito do outro na capacidade resistente das vigas mistas, como se explica a seguir.

Sabe-se que o comportamento resistente dos conectores em chapa plana de aço depende do confinamento do concreto no interior das aberturas do elemento de ligação (item **2.4.3.1**). Levantou-se a hipótese de que a presença de armadura transversal nas aberturas dos conectores em chapa plana promoveria o enrijecimento do concreto nesta região. Nesta lógica, quanto maior fosse a presença de armadura (quantidade de barras e seus diâmetros) maior seria esse efeito enrijecedor sobre o concreto. Quanto mais rígido o comportamento do concreto na região do pino, menos suscetível a deformações este material seria e, conseqüentemente, maior seria o grau de confinamento do concreto nas aberturas do conector.

Desta forma, caso essa hipótese se mostrasse verdadeira, diferentes quantidades de armadura passante conduziriam a diferentes graus de confinamento do concreto, ou então, a diferentes valores de “resistência aparente” do material na conexão mista. Para verificar a veracidade desta hipótese, conduziu-se o estudo conjunto das influências da armadura transversal e da resistência do concreto.

Foram simulados numericamente ensaios de flexão em vigas mistas similares ao apresentado no **Capítulo 3**. Nos modelos numéricos foram utilizados conectores Crestbond CR40 (Figura 3-2), com espessura de chapa de 12,5 mm. Em todos os modelos o vão livre da viga mista foi de 3,0 m, sendo utilizados perfis metálicos PM 250 (Tabela 4-1) e laje de concreto com 100 mm de altura e 750 mm de largura. Todos os modelos foram ensaiados com carregamento aplicado de forma similar à apresentada no **Capítulo 3**, ou seja, em dois pontos simétricos em relação ao centro do vão (*C2P*).

Foram estudados modelos de viga mista com valores de resistência média à compressão do concreto (f_c) de 25 MPa, 38 MPa e 50 MPa. Para cada valor de resistência do concreto foram consideradas sete diferentes configurações de armadura transversal. Essas configurações foram idealizadas de forma a estudar a influência tanto da taxa de armadura transversal e quanto da distribuição desta ao longo das aberturas do conector.

Foram idealizadas quatro formas de distribuir a armadura nas aberturas: (a) sem armadura transversal ($n_{Barras} = 0$); (b) com uma barra de armadura transversal a cada duas aberturas

do conector ($n_{Barras} = 0,5$); (c) com uma barra de armadura transversal por abertura do conector ($n_{Barras} = 1$); e (d) com duas barras de armadura transversal por abertura do conector ($n_{Barras} = 2$); sendo n_{Barras} o número de barras por abertura do conector. Estas distribuições são ilustradas na Figura 4-20.

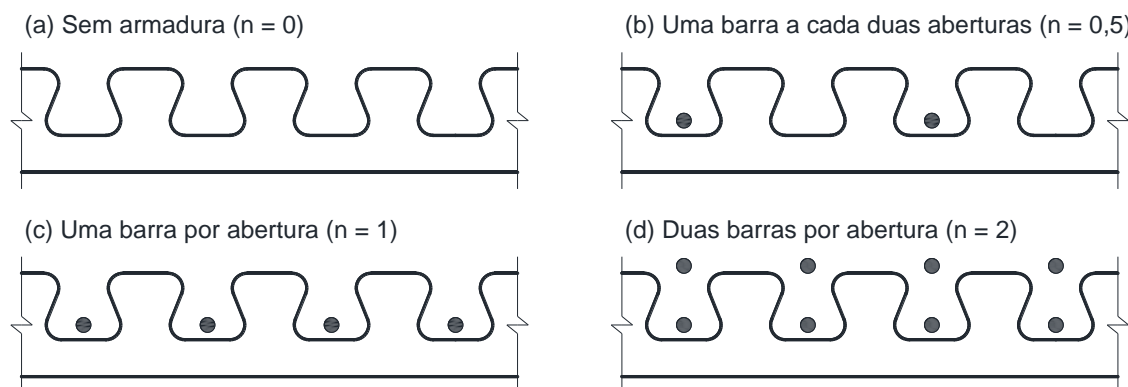


Figura 4-20. Distribuições de armadura transversal nas aberturas do conector Crestbond.

Para cada uma das configurações em que existe armadura transversal, foram consideradas barras com diâmetro (ϕ) de 6,3 mm e de 10 mm. Em todos os modelos respeitou-se um cobrimento de 30 mm da face inferior da laje e de 20 mm da face superior da laje, valores semelhantes aos dos corpos de prova ensaiados por Alves (2014).

Na Tabela 4-12 é apresentado um resumo dos modelos de viga mista desenvolvidos e analisados no estudo da influência da resistência do concreto e da armadura transversal, juntamente com suas designações.

Antes de apresentar os resultados obtidos deste estudo, cabe uma observação sobre o cálculo da taxa de armadura transversal (ρ). O valor da taxa de armadura é a relação entre a área de aço das armaduras (A_{tr}) e a área de concreto submetida a cisalhamento (A_{cc}). A área de aço das armaduras é o produto da área de seção transversal individual de cada barra pelo número de barras. Já no caso do concreto, pode-se considerar diferentes áreas (Figura 4-21): (a) a área total de concreto no plano longitudinal da laje, desconsiderando-se a presença dos conectores (A_{c1}); (b) a área real de concreto no plano médio do conector, descontando-se a área ocupada pelo conector (A_{c2}); e (c) a área da capa de concreto sobre o conector (A_{c3}).

Nos trabalhos de Veríssimo (2007) e Silva (2011), a área de concreto considerada é a A_{c3} , pois os autores entendiam que esta era a área que resistia efetivamente ao cisalhamento

na laje. No presente trabalho, a taxa de armadura transversal é calculada utilizando-se a área de concreto A_{c1} .

Tabela 4-12. Resumo das propriedades dos modelos do estudo da influência da armadura transversal e da resistência do concreto.

Designação dos Modelos	n_{Barras}	\varnothing (mm)	$\rho(\%)$	f_c (MPa)
VM-ATr.fc-0-0-25	0	0	0	25
VM-ATr.fc-0,5-6,3-25	0,5	6,3	0,19	25
VM-ATr.fc-0,5-10-25	0,5	10,0	0,47	25
VM-ATr.fc-1-6,3-25	1	6,3	0,37	25
VM-ATr.fc-1-10-25	1	10,0	0,93	25
VM-ATr.fc-2-6,3-25	2	6,3	0,74	25
VM-ATr.fc-2-10-25	2	10,0	1,87	25
VM-ATr.fc-0-0-38	0	0	0	38
VM-ATr.fc-0,5-6,3-38	0,5	6,3	0,19	38
VM-ATr.fc-0,5-10-38	0,5	10,0	0,47	38
VM-ATr.fc-1-6,3-38	1	6,3	0,37	38
VM-ATr.fc-1-10-38	1	10,0	0,93	38
VM-ATr.fc-2-6,3-38	2	6,3	0,74	38
VM-ATr.fc-2-10-38	2	10,0	1,87	38
VM-ATr.fc-0-0-50	0	0	0	50
VM-ATr.fc-0,5-6,3-50	0,5	6,3	0,19	50
VM-ATr.fc-0,5-10-50	0,5	10,0	0,47	50
VM-ATr.fc-1-6,3-50	1	6,3	0,37	50
VM-ATr.fc-1-10-50	1	10,0	0,93	50
VM-ATr.fc-2-6,3-50	2	6,3	0,74	50
VM-ATr.fc-2-10-50	2	10,0	1,87	50

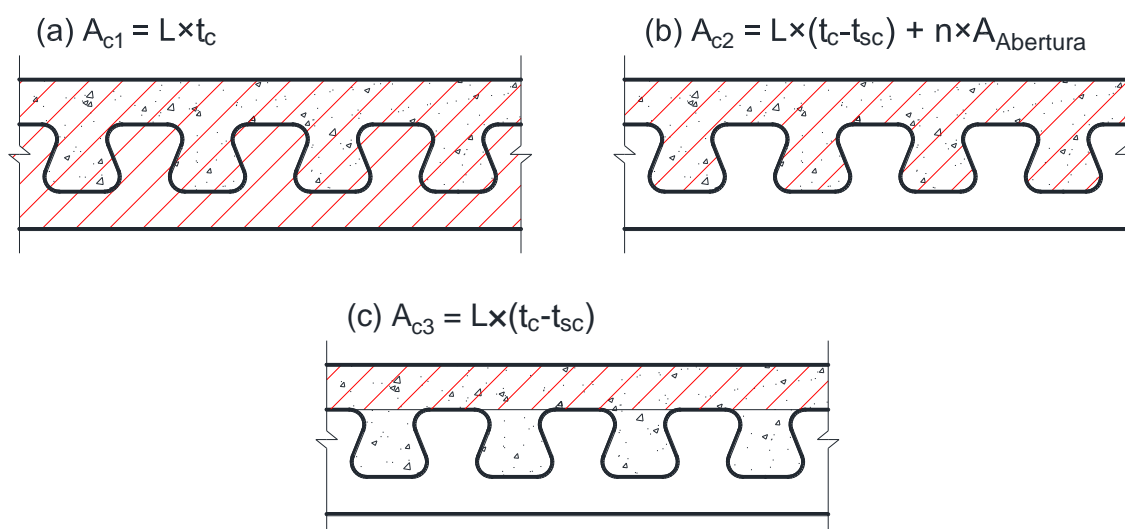


Figura 4-21. Áreas de concreto para cálculo da taxa de armadura transversal.

4.6.2 Resultados obtidos

De forma semelhante à realizada nas seções anteriores, as curvas força×deslocamento dos ensaios de flexão, para cada modelo de viga mista, são apresentados na Figura 4-22, na Figura 4-23 e na Figura 4-24, respectivamente, para as resistências do concreto de 25 MPa, 38 MPa e 50 MPa. Também são ilustrados os resultados das curvas analíticas baseadas nas equações de resistência propostas por Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014).

O valor da resistência do conector foi estimado em cada modelo com base no valor numérico da capacidade resistente da viga mista. Estes resultados, juntamente com os valores das predições da resistência do conector pelos modelos semi-empíricos dados pela Eq. (2), Eq. (3) e Eq. (4) são apresentados na Tabela 4-13.

Tabela 4-13. Resultados das resistências da viga e do conector para o estudo da influência da armadura e resistência do concreto.

Designação	Res. Num. Viga (kN)	Res. Estimada Conector (kN)	Veríssimo (2007) (kN)	Silva (2011) (kN)	Dutra (2014) (kN)
VM-AtrFc-0-0-25	429,6	303,87	413,44	368,60	862,22
VM-AtrFc-0,5-6,3-25	495,0	583,18	1112,86	950,80	943,70
VM-AtrFc-0,5-10-25	520,4	743,25	1887,21	1595,37	991,55
VM-AtrFc-1-6,3-25	520,8	746,28	1812,28	1533,00	943,70
VM-AtrFc-1-10-25	539,8	917,64	1887,21	1595,37	991,55
VM-AtrFc-2-6,3-25	557,9	1117,45	1887,21	1595,37	943,70
VM-AtrFc-2-10-25	578,9	1455,07	1887,21	1595,37	991,55
VM-AtrFc-0-0-38	521,3	696,72	509,72	454,44	999,97
VM-AtrFc-0,5-6,3-38	548,4	884,94	1209,14	1036,64	1116,48
VM-AtrFc-0,5-10-38	567,8	1039,65	1983,49	1681,21	1184,90
VM-AtrFc-1-6,3-38	565,0	1016,89	1908,57	1618,84	1116,48
VM-AtrFc-1-10-38	582,4	1167,07	1983,49	1681,21	1184,90
VM-AtrFc-2-6,3-38	600,4	1339,77	1983,49	1681,21	1116,48
VM-AtrFc-2-10-38	629,6	1687,26	1983,49	1681,21	1184,90
VM-AtrFc-0-0-50	570,9	1006,72	584,69	521,28	1146,53
VM-AtrFc-0,5-6,3-50	590,1	1151,92	1284,11	1103,48	1299,76
VM-AtrFc-0,5-10-50	603,1	1257,14	2058,46	1748,05	1389,75
VM-AtrFc-1-6,3-50	600,4	1234,29	1983,53	1685,68	1299,76
VM-AtrFc-1-10-50	616,6	1371,79	2058,46	1748,05	1389,75
VM-AtrFc-2-6,3-50	632,7	1518,69	2058,46	1748,05	1299,76
VM-AtrFc-2-10-50	665,6	1865,92	2058,46	1748,05	1389,75

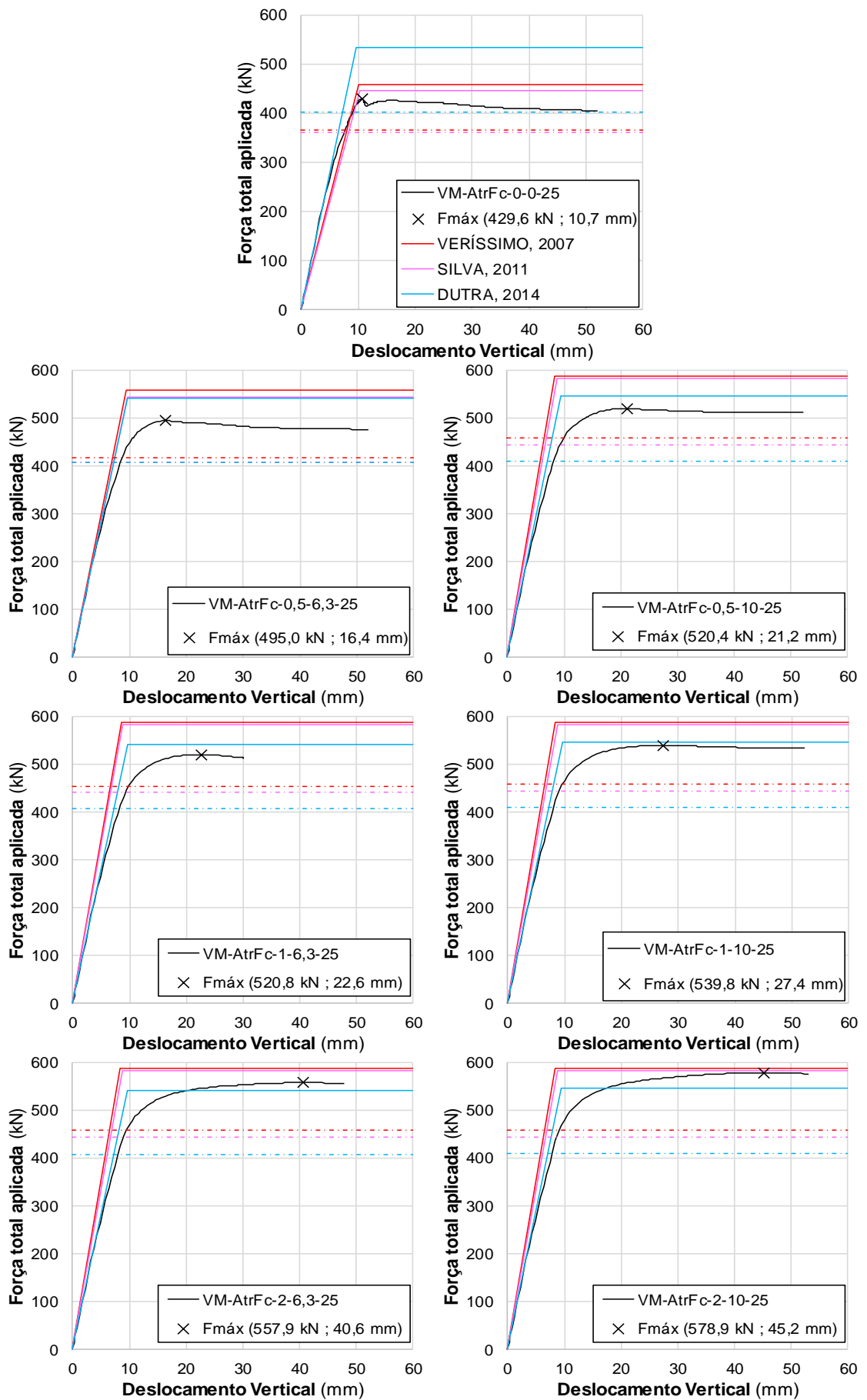


Figura 4-22. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência da armadura transversal e da resistência do concreto ($f_c = 25$ MPa).

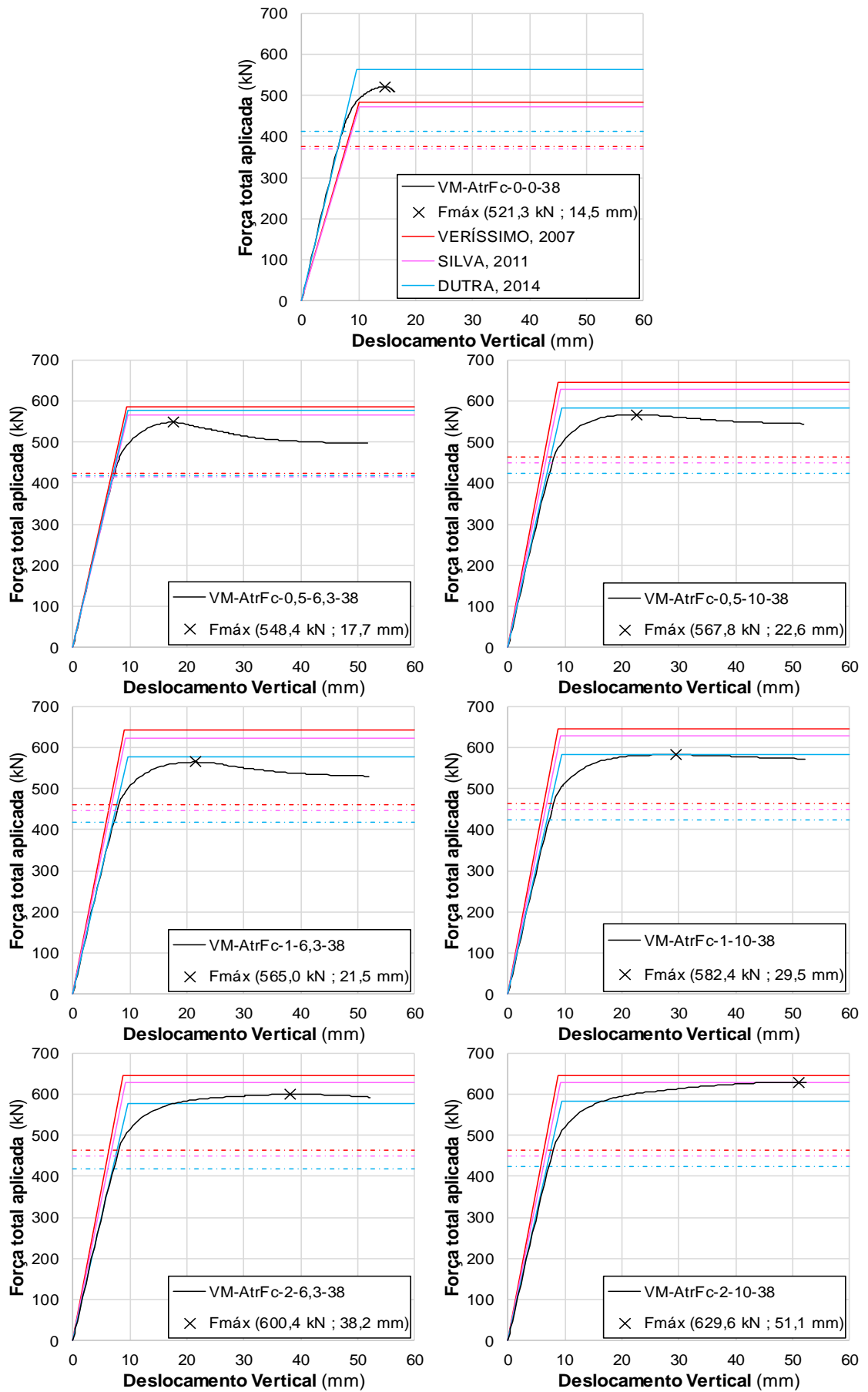


Figura 4-23. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência da armadura transversal e da resistência do concreto ($f_c = 38$ MPa).

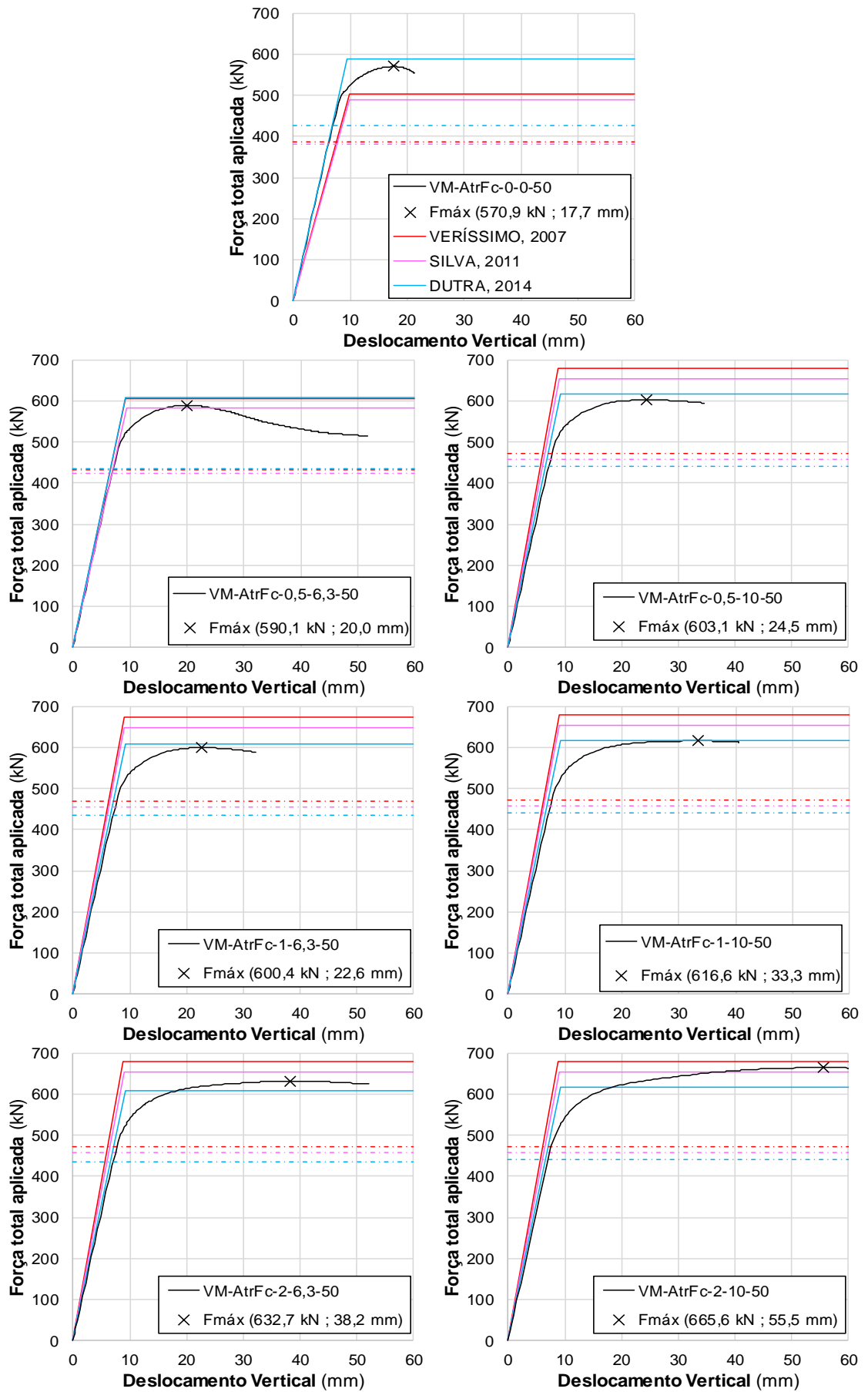


Figura 4-24. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência da armadura transversal e da resistência do concreto ($f_c = 50$ MPa).

4.6.3 Discussão

Da análise das curvas força×deslocamento apresentadas na Figura 4-22, na Figura 4-23 e na Figura 4-24, pode-se comparar o comportamento geral dos modelos numéricos de vigas mistas com o previsto pelo método analítico utilizando-se as equações de resistência do conector propostas por Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014).

De forma geral, pode-se dizer que o comportamento resistente dos modelos numéricos se aproximou satisfatoriamente daquele previsto pelas curvas analíticas, em especial da equação de Dutra (2014). De forma semelhante ao que ocorreu no estudo da espessura dos conectores (item 4.4), a rigidez inicial dos modelos numéricos foi muito próxima do valor estimado com o modelo semiempírico de Dutra (2014), para todos os modelos desenvolvidos.

Apesar disso, em termos da resistência última da viga mista a correlação dos resultados numéricos com os analíticos foi pior neste estudo do que nos dois apresentados anteriormente. Analisando os gráficos apresentados, observa-se que em pouco mais da metade dos casos a resistência da viga obtida numericamente situou-se dentro da faixa estabelecida pelos valores analíticos.

Essas diferenças são maiores nos modelos com valores menores de resistência do concreto e com armadura menos distribuída ao longo da viga (Figura 4-20). No caso dos modelos com resistência do concreto de 25 MPa, a diferença máxima da resistência numérica da viga mista em relação aos valores previstos utilizando-se a equação de Dutra (2014) é de 20%. Ao se aumentar a resistência do concreto, esta diferença é atenuada, com valor máximo de 7,5% para um concreto de 50 MPa. No caso dos modelos com duas barras de armadura transversal por abertura do conector, todos os valores obtidos de resistência da viga mista situam-se na faixa dos limites analíticos. Por outro lado, nas distribuições com uma barra a cada duas aberturas e uma barra por abertura, quase todos os resultados numéricos estão fora desta faixa.

As diferenças descritas para o comportamento resistente das vigas mistas são observadas também na capacidade resistente dos conectores (valores apresentados na Tabela 4-13), uma vez que existe uma relação direta entre essas variáveis.

A análise dos resultados apresentados na Tabela 4-13 indica que houve uma variação considerável na resistência do conector para as diferentes configurações de armadura

transversal estudadas. Por outro lado, os valores estimados pela equação de Dutra (2014) apresentam pouca variação, para cada grupo de modelos relativo a uma única resistência característica do concreto. Neste caso, observa-se apenas três valores diferentes para cada conjunto de modelos: um para a configuração sem armadura; um para as configurações com barras de 6,3 mm de diâmetro; e um para as configurações com barras de 10 mm de diâmetro.

A análise da Eq. (4) mostra que este autor considera a influência da armadura transversal como função apenas do diâmetro das barras utilizadas, desconsiderando a quantidade de barras (que altera a taxa de armadura) e sua distribuição. Os resultados obtidos deixam claro que esta não é uma abordagem ideal para tratar a influência desta variável.

Já as equações de Veríssimo (2007) e Silva (2011) consideram a influência da armadura transversal como função unicamente da taxa de armadura. Mesmo desconsiderando a influência da distribuição da armadura, esta abordagem conduziu a estimativas com maior variação da resistência do conector, em acordo com o que se observou numericamente. Apesar disto, ambas as equações parecem superestimar a influência do efeito da armadura, conduzindo a valores de resistência mais baixos do que o observado numericamente para a configuração sem armadura transversal (nos modelos de 38 MPa e 50 MPa) e a valores mais elevados do que o observado numericamente nas configurações com maior taxa de armadura. Cabe ressaltar, que nestas equações considerou-se, para cálculo, o valor máximo da taxa de armadura igual a 1,30 %, com base em observações dos próprios autores.

Nas Figuras 4-25, 4-26 e 4-27, apresentam-se as curvas força×deslocamento com os resultados numéricos de cada modelo ensaiado sobrepostos para os casos de resistência do concreto de 25 MPa, 38 MPa e 50 MPa, respectivamente.

A análise destes gráficos mostra que a armadura transversal exerce influência significativa no comportamento das vigas mistas com conectores Crestbond. Conforme se aumenta a quantidade de barras por abertura do conector e o diâmetro destas barras, três efeitos podem ser observados: (a) o aumento na capacidade resistente da viga mista; (b) o aumento da ductilidade da viga (deslocamento correspondente à carga máxima); e (c) a capacidade de retenção de carga na fase pós pico. Ressalta-se que essa relação é observada para os três valores de resistência característica do concreto adotados.

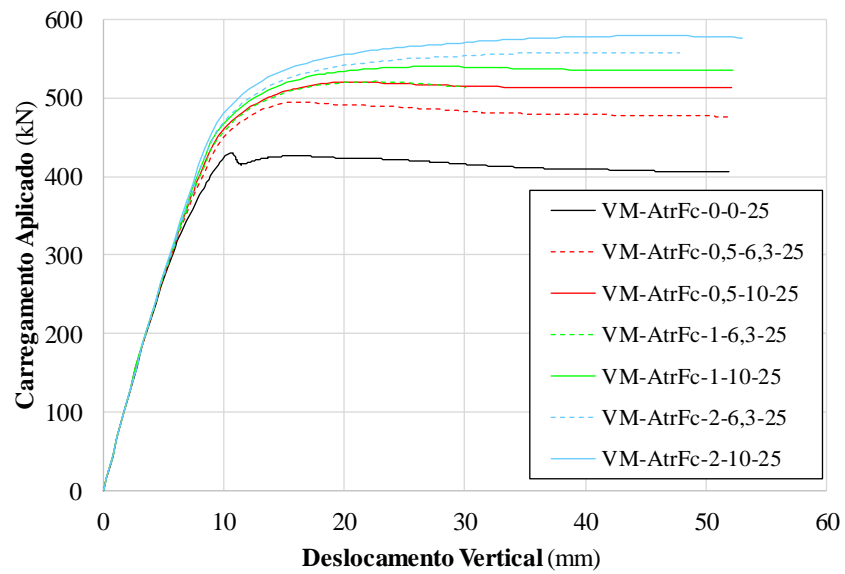


Figura 4-25. Curvas força×deslocamento sobrepostas ($f_c = 25$ MPa).

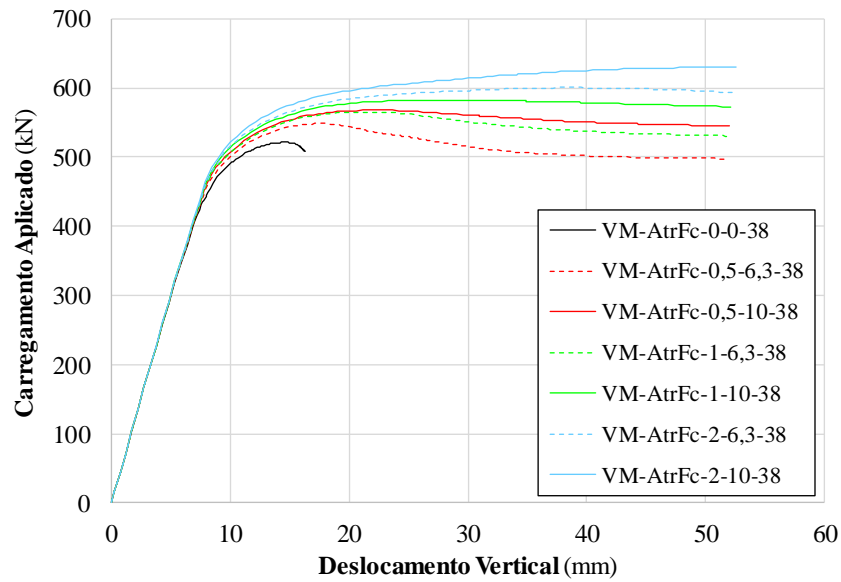


Figura 4-26. Curvas força×deslocamento sobrepostas ($f_c = 38$ MPa).

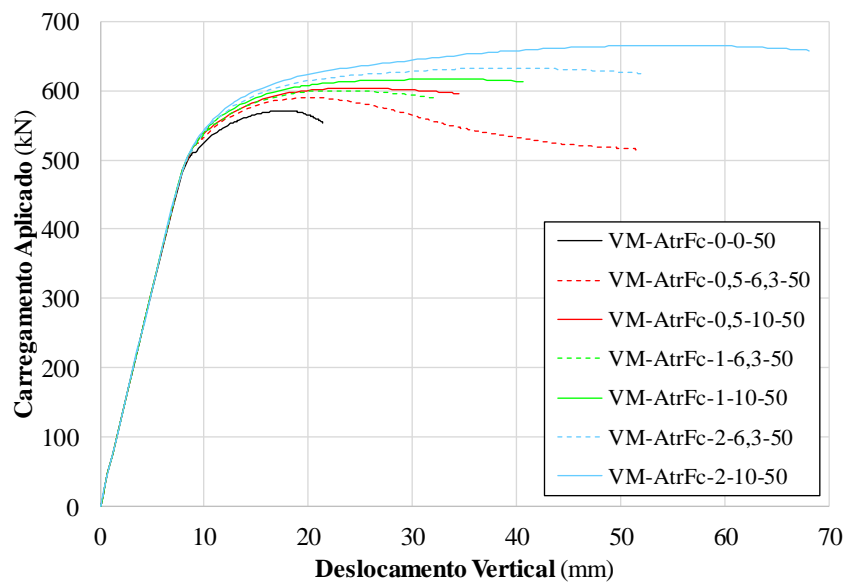


Figura 4-27. Curvas força×deslocamento sobrepostas ($f_c = 50$ MPa).

Tanto o aumento do número de barras por abertura quanto o aumento do diâmetro das barras implica em um aumento do valor da taxa de armadura (ρ). Desta forma, estudou-se inicialmente a influência da variação da taxa de armadura sobre a resistência do conector Crestbond (Figura 4-28). Os valores obtidos de resistência do conector foram apresentados na Tabela 4-13. Já os valores da taxa de armadura transversal correspondentes a cada modelo ensaiado foram apresentados na Tabela 4-12.

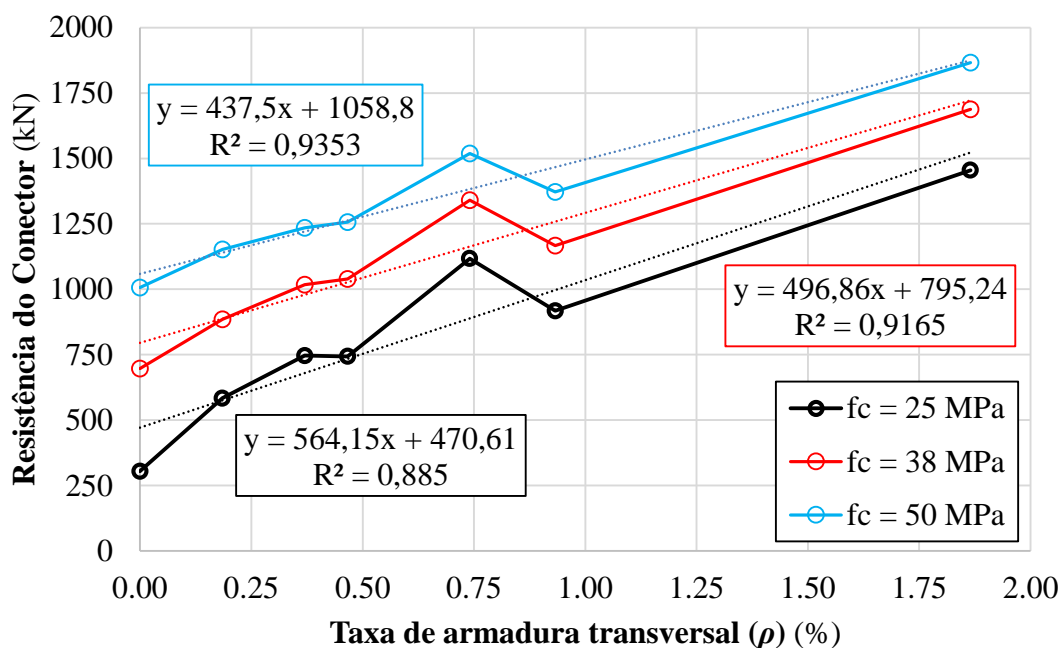


Figura 4-28. Variação da resistência do conector Crestbond em função da variação da taxa de armadura transversal.

A análise dos resultados apresentados indica que, de forma geral, ocorre o aumento da capacidade resistente do conector com o aumento da taxa de armadura transversal. O comportamento observado é similar para os diferentes valores de resistência do concreto (f_c) considerados.

No gráfico da Figura 4-28 são apresentadas equações de regressão linear que expressam a resistência do conector (y) em função da variação na taxa de armadura (x) para os ensaios numéricos realizados, para cada valor de resistência à compressão do concreto (as equações correspondentes a cada curva são identificadas pelas mesmas cores). Observa-se que os coeficientes de determinação obtidos para as relações lineares foram razoáveis, situando-se em torno de 90%, sendo maiores para os concretos mais resistentes.

Os resultados obtidos neste estudo estão de acordo com o que é relatado na literatura técnica (item 2.4.3.4). Oguejiofor e Hosain (1994) também observaram que a presença de

armadura aumenta a resistência última do conector, sua ductilidade e sua capacidade de retenção de carga na fase pós-pico. Além disso, tanto estes autores como Veríssimo (2007) observaram correlação linear entre a resistência do conector e a taxa de armadura.

Apesar disso, neste trabalho não se observou um valor limite para a taxa de armadura a partir do qual esta variável deixa de exercer influência sobre a resistência da conexão, como foi relatado por Davies (1969) e posteriormente por Veríssimo (2007). Cabe observar que a taxa de armadura máxima estudada neste trabalho foi de 1,87% em relação à área total de concreto da laje (metodologia “a”, com área A_{c1} da Figura 4-21). Caso se calculasse a taxa de armadura da mesma forma que Veríssimo (2007), considerando-se apenas a capa de concreto sobre o conector (metodologia “c”, com área A_{c3} da Figura 4-21), este valor seria de 6,22%. Essa taxa de armadura é quase cinco vezes maior do que o limite de 1,30% observado pelo autor.

Ainda que se tenha obtido correlações satisfatórias para um comportamento linear da relação resistência do conector×taxa de armadura, alguns pontos de resultados numéricos na Figura 4-28 indicam que existem fatores adicionais relacionados à presença da armadura que influenciam no comportamento resistente dos conectores Crestond. Isto fica evidente na observação dos resultados dos modelos com duas barras de armadura transversal por abertura, com diâmetro de 6,3 mm (VM-Atrfc-2-6,3- f_c). Estes modelos possuem taxa de armadura de 0,74% e suas resistências foram sempre superiores às dos modelos com uma barra de armadura transversal por abertura, com diâmetro de 10 mm (VM-Atrfc-1-10- f_c), que possuem taxa de armadura de 0,93%.

Outro comportamento anômalo acontece para os modelos com uma barra de armadura transversal por abertura, com diâmetro de 6,3 mm (VM-Atrfc-1-6,3- f_c), e uma barra a cada duas aberturas, com diâmetro de 10 mm (VM-Atrfc-0,5-10- f_c). As taxas de armadura transversal para estas vigas são de 0,37% e 0,47%, respectivamente. Apesar disso, os valores de resistência do conector são praticamente idênticos entre eles, para todos os casos estudados.

Estes resultados indicam que, além do valor da taxa de armadura, sua disposição ao longo da viga também exerce influência sobre a resistência do conector Crestbond. Configurações com um maior número de barras por abertura conduziram a uma maior capacidade resistente em relação a configurações com armadura menos distribuída.

Com base nessa observação, buscou-se representar a influência conjunta da taxa de armadura e da distribuição dessa ao longo da viga sobre a resistência do conector Crestbond. A variável dependente deste estudo foi adotada como o produto da taxa de armadura (ρ) pelo número de barras por abertura do conector (n_{Barras}). Na Figura 4-29 representa-se o gráfico da variação da resistência do conector Crestbond em função desta variável.

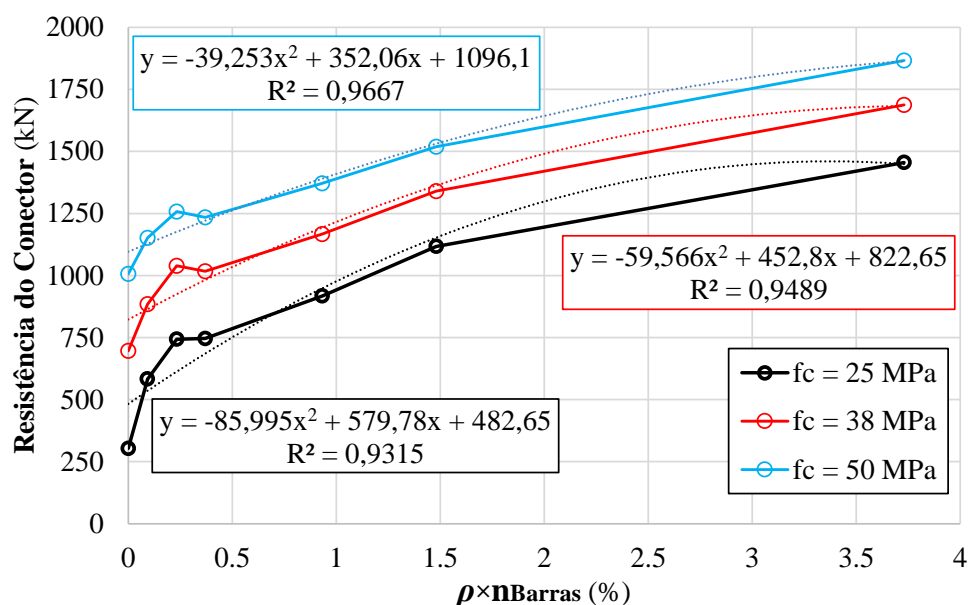


Figura 4-29. Variação da resistência do conector Crestbond em função da variação conjunta da taxa de armadura transversal e de sua distribuição ao longo da viga.

Apesar de ainda serem observadas algumas descontinuidades no comportamento representado, a consideração conjunta da ação da taxa de armadura com a distribuição desta ao longo da viga (variável $\rho \times n_{Barras}$) levou a observação de curvas mais homogêneas.

Para esta nova representação, são apresentadas equações de regressão quadrática que expressam a resistência do conector (y) em função da variável $\rho \times n_{Barras}$ (x) para os ensaios numéricos realizados. Observa-se que os coeficientes de determinação obtidos para as relações quadráticas foram melhores do que para as relações lineares obtidas anteriormente, situando-se em torno de 95%, sendo, novamente, maiores para os concretos mais resistentes.

Afim de se estudar a influência da resistência do concreto na capacidade resistente do conector, apresenta-se na Figura 4-30 as curvas força×deslocamento com os resultados numéricos de cada modelo ensaiado sobrepostos, para cada conjunto de modelos com a mesma configuração de armadura transversal.

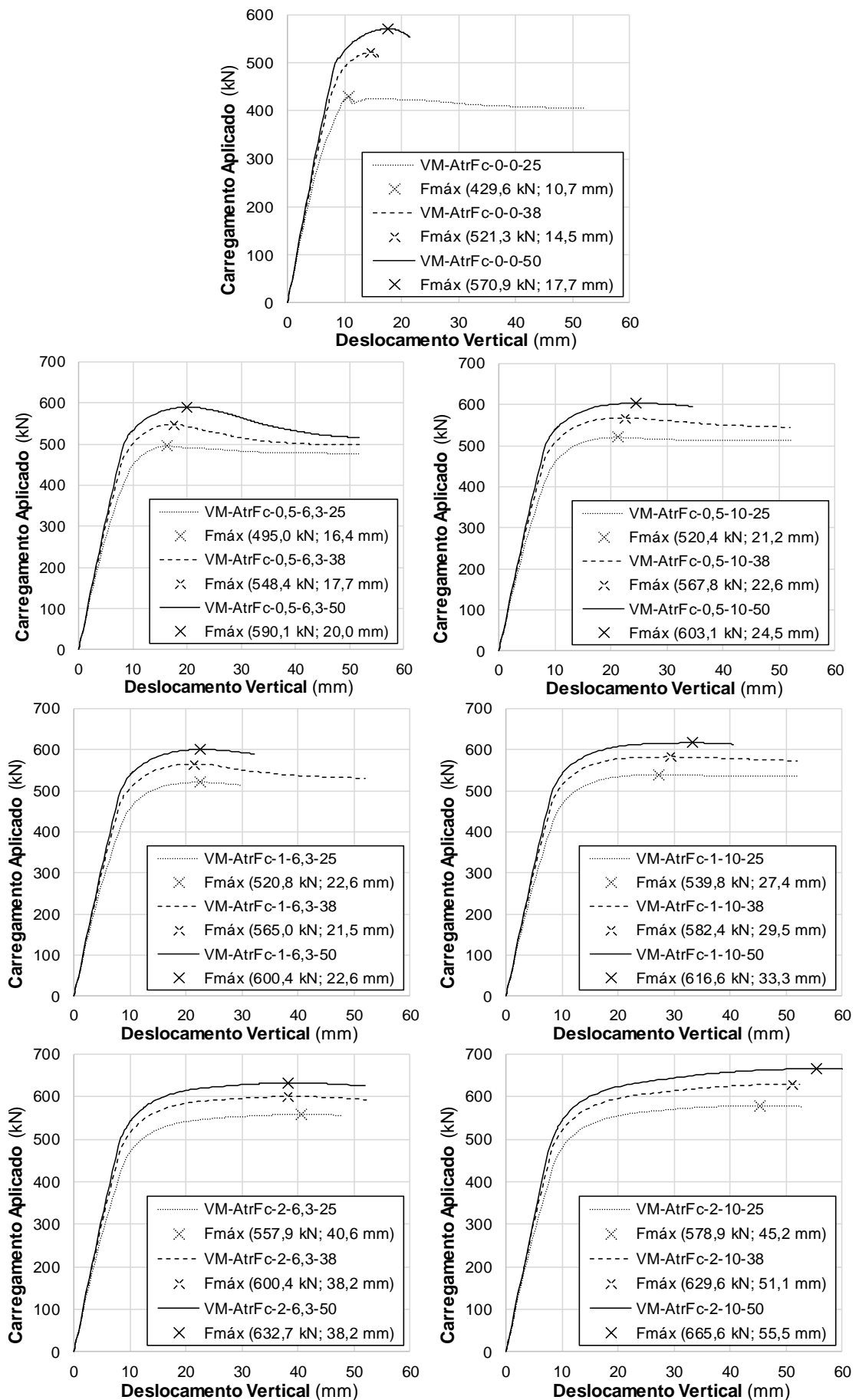


Figura 4-30. Curvas força×deslocamento sobrepostas para os modelos com as mesmas configurações de armadura transversal.

A análise destes gráficos mostra que a resistência à compressão do concreto exerce influência significativa no comportamento das vigas mistas com conectores Crestbond. Conforme se aumenta o valor da resistência à compressão do concreto, aumenta-se também a resistência da viga mista. Esta relação é observada para todas as configurações de armadura transversal utilizadas. Além disso, para a maioria dos casos estudados, o aumento da resistência do concreto também esteve associado ao aumento da ductilidade dos elementos estruturais.

Os valores obtidos de resistência do conector foram apresentados na Tabela 4-13. Com base nestes resultados, apresenta-se na Figura 4-31 e na Figura 4-32 o gráfico da variação da capacidade resistente do conector Crestbond em função da resistência do concreto à compressão, para cada configuração de armadura transversal utilizada.

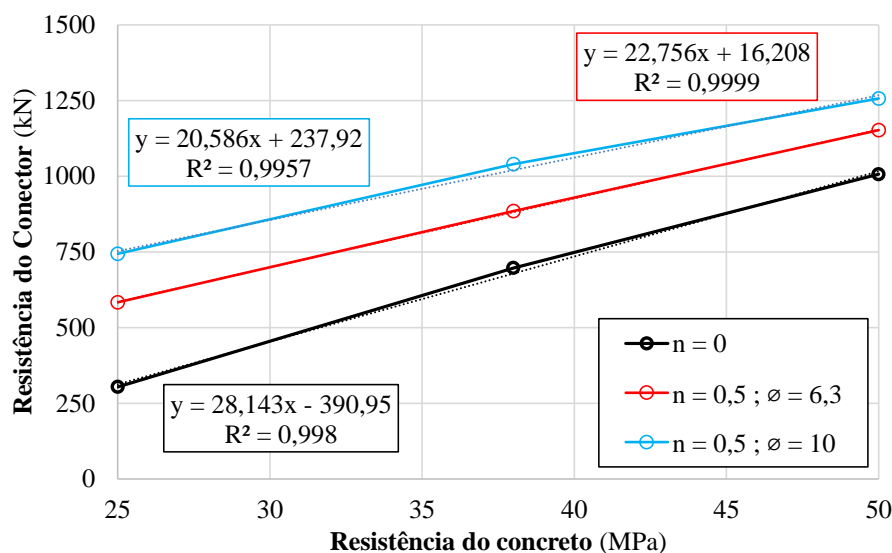


Figura 4-31. Variação da resistência do conector Crestbond em função da resistência do concreto (modelos sem armadura e com uma barra a cada duas aberturas).

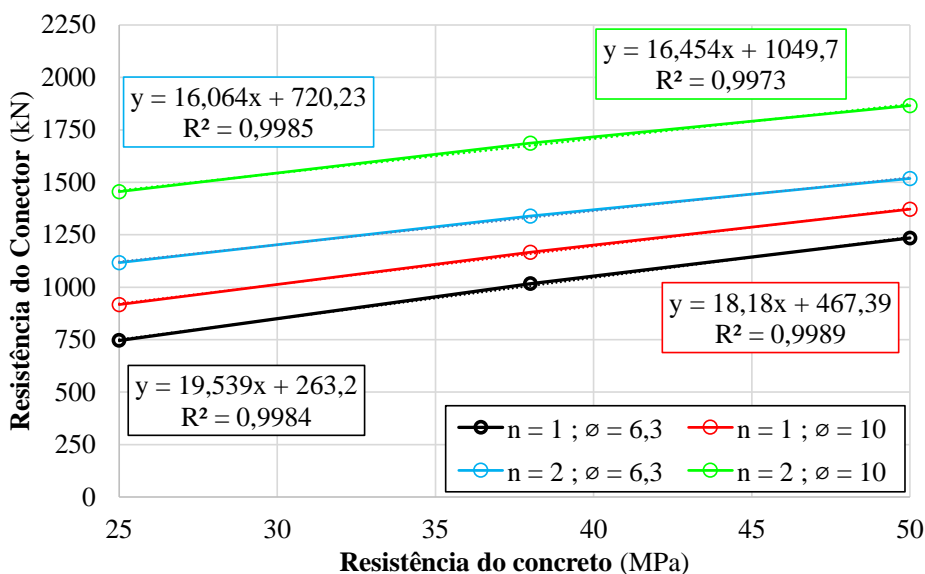


Figura 4-32. Variação da resistência do conector Crestbond em função da resistência do concreto (modelos com uma e duas barras por abertura).

A análise dos resultados apresentados indica que ocorre o aumento da capacidade resistente do conector com o aumento da resistência à compressão do concreto da laje. O comportamento observado é similar para as diferentes configurações de armadura transversal adotadas e, em todos os casos, a relação entre as variáveis em estudo é linear. Desta forma, nos gráficos da Figura 4-31 e da Figura 4-32 são apresentadas equações de regressão linear que expressam a resistência do conector (y) em função da variação na resistência do concreto (x). Observa-se que os coeficientes de determinação obtidos para as relações lineares foram muito elevados, sendo todos superiores a 99%.

A relação linear está de acordo com os resultados de Kraus e Wurzer (1997), de Veríssimo (2007) e de Dutra (2014), no que se refere à influência da resistência do concreto em conectores de chapa plana (item 2.4.3.2).

Finalmente, após a análise dos resultados da variação da distribuição de armadura transversal e da variação da resistência do concreto, pode-se concluir acerca da hipótese inicial de que um desses fatores exerce influência sobre o efeito do outro na capacidade resistente das vigas mistas.

Para evidenciar esta influência, deveriam ser observadas diferenças nos efeitos da variação de um parâmetro sobre a resistência do conector, para diferentes níveis fixos do outro. Em outras palavras, as curvas apresentadas na Figura 4-28, na Figura 4-31 e na Figura 4-32 deveriam apresentar comportamentos diferentes entre si. De forma geral, isto não foi observado, uma vez que os formatos característicos das curvas são muito próximos em cada caso, sendo estas praticamente paralelas. Apesar disto, as equações de regressão indicam que, matematicamente, existem pequenas diferenças nos coeficientes angulares de cada linha de tendência. Desta forma, conclui-se que a armadura transversal exerce uma influência sutil sobre os efeitos da variação da resistência do concreto na capacidade resistente do conector, e vice-versa.

4.7 Estudo da influência do tamanho da abertura e do comprimento da viga mista

4.7.1 O estudo numérico desenvolvido

Nesta seção apresenta-se o estudo da influência do tamanho das aberturas do conector (diâmetro de referência) e do comprimento da viga mista na capacidade resistente dos

conectores Crestbond. Assim como na seção anterior, optou-se por realizar o estudo desses dois parâmetros em conjunto. Neste caso, a razão para isto foi a relação intrínseca existente entre o comprimento do conector, o diâmetro de referência e a quantidade de aberturas, expressa na Eq. (25).

Cabe observar que a geometria do conector Crestbond contínuo é formada por um elemento padrão (abertura ou crista do conector) que se repete na direção longitudinal. O comprimento de uma abertura ou crista (e) pode ser escrito como função exclusiva do diâmetro de referência do conector (D), a partir das relações apresentadas na Figura 2-12:

$$e = B + b \rightarrow e = B + 0,4 B \rightarrow e = 1,4 B \rightarrow e = 1,4 \times (1,5 D) \\ e = 2,1 D \quad (24)$$

Assim sendo, o comprimento total do conector (L) é dado pelo produto do comprimento de uma abertura pelo número total de aberturas do conector (n):

$$L = n e \rightarrow L = 2,1 n D \quad (25)$$

Como no projeto de uma viga mista o comprimento total do elemento é um valor prefixado, optou-se por conduzir este estudo estabelecendo três diferentes comprimentos de viga mista, quais sejam, 3,0 m, 6,0 m e 9,0 m. Para cada comprimento, variou-se o diâmetro de referência do conector nos valores de 40 mm, 60 mm e 80 mm. Desta maneira, foi possível investigar: (a) a influência da variação do diâmetro de referência sobre a resistência do conector para um comprimento fixo; e (b) a influência da variação do comprimento do conector sobre sua resistência para valores fixos do diâmetro do conector; e (c) a influência da quantidade de aberturas do conector sobre sua resistência, para valores fixos do diâmetro de referência.

De acordo com o explicado, foram realizados nove ensaios numéricos de flexão em vigas mistas similares ao apresentado no **Capítulo 3**. Em todos os modelos foram utilizados conectores Crestbond contínuos com espessura de chapa de 12,5 mm, a resistência média do concreto à compressão foi de 38 MPa, a altura da laje de concreto foi de 140 mm e a configuração adotada para a armadura transversal foi de duas barras de 6,3 mm de diâmetro por abertura do conector. Todos os modelos foram ensaiados com carregamento aplicado em dois pontos simétricos em relação ao centro do vão (*C2P*).

O perfil utilizado em cada estudo e a largura da laje de concreto (b_{ef}) foram definidos em função do comprimento total da viga (L), de forma a garantir a ocorrência de conexão parcial, conforme explicou-se no item 4.2.2. Para as vigas com comprimento de 3,0 m, utilizou-se o perfil PM 250 (Tabela 4-1) e largura de 400 mm para a laje. Para as vigas com comprimento de 6,0 m, o perfil utilizado foi o PM 400 (Tabela 4-1) e a largura adotada para a laje foi de 800 mm. Finalmente, para as vigas com comprimento de 9,0 m, adotou-se perfil PM 600 (Tabela 4-1) e largura de 1100 mm para a laje.

De forma a estudar os efeitos da variação do diâmetro do conector sem contabilizar a influência da excentricidade da conexão, os conectores utilizados foram modelados de forma que o centro do pino de concreto em cada abertura fosse localizado sobre o plano médio da altura da laje (70 mm em relação a sua face inferior). Para tanto, foi necessário modificar o valor da altura da base do conector (variável c na Figura 2-12) para cada diâmetro de referência estudado, conforme ilustra-se na Figura 4-33.

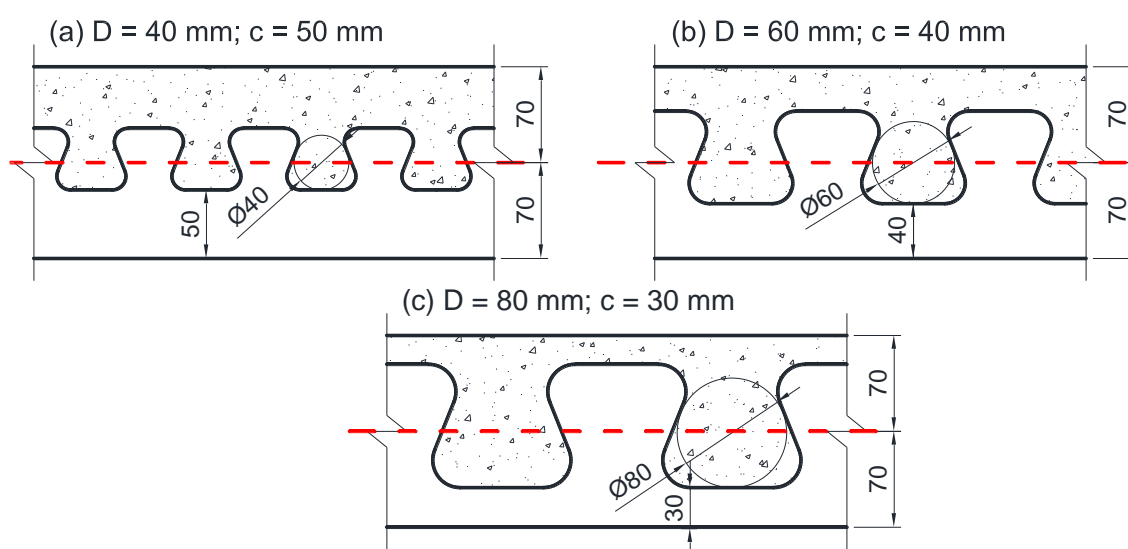


Figura 4-33. Variação da altura do conector com os diâmetros de referência para garantir a não influência dos efeitos da excentricidade.

Apresenta-se na Tabela 4-14 um resumo dos modelos de viga mista desenvolvidos e analisados no estudo da influência do tamanho da abertura (diâmetro de referência) e do comprimento do conector, considerando suas designações e as propriedades geométricas que não são constantes.

Tabela 4-14. Resumo das propriedades dos modelos do estudo da influência do diâmetro de referência e do comprimento do conector.

Designação dos Modelos	D (mm)	L (mm)	Perfil Metálico	b_{ef} (mm)	c (mm)	n
VM-D.L-40-3	40	3000	PM 250	400	50	19
VM-D.L-60-3	60	3000	PM 250	400	50	13
VM-D.L-80-3	80	3000	PM 250	400	50	10
VM-D.L-40-6	40	6000	PM 400	800	40	37
VM-D.L-60-6	60	6000	PM 400	800	40	25
VM-D.L-80-6	80	6000	PM 400	800	40	18
VM-D.L-40-9	40	9000	PM 600	1100	30	55
VM-D.L-60-9	60	9000	PM 600	1100	30	37
VM-D.L-80-9	80	9000	PM 600	1100	30	27

4.7.2 Resultados obtidos

De forma semelhante à realizada nas seções anteriores, as curvas força×deslocamento dos ensaios de flexão, para cada modelo de viga mista, são apresentadas na Figura 4-34 e na Figura 4-35. Também são ilustrados os resultados das curvas analíticas baseadas nas equações de resistência propostas por Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014).

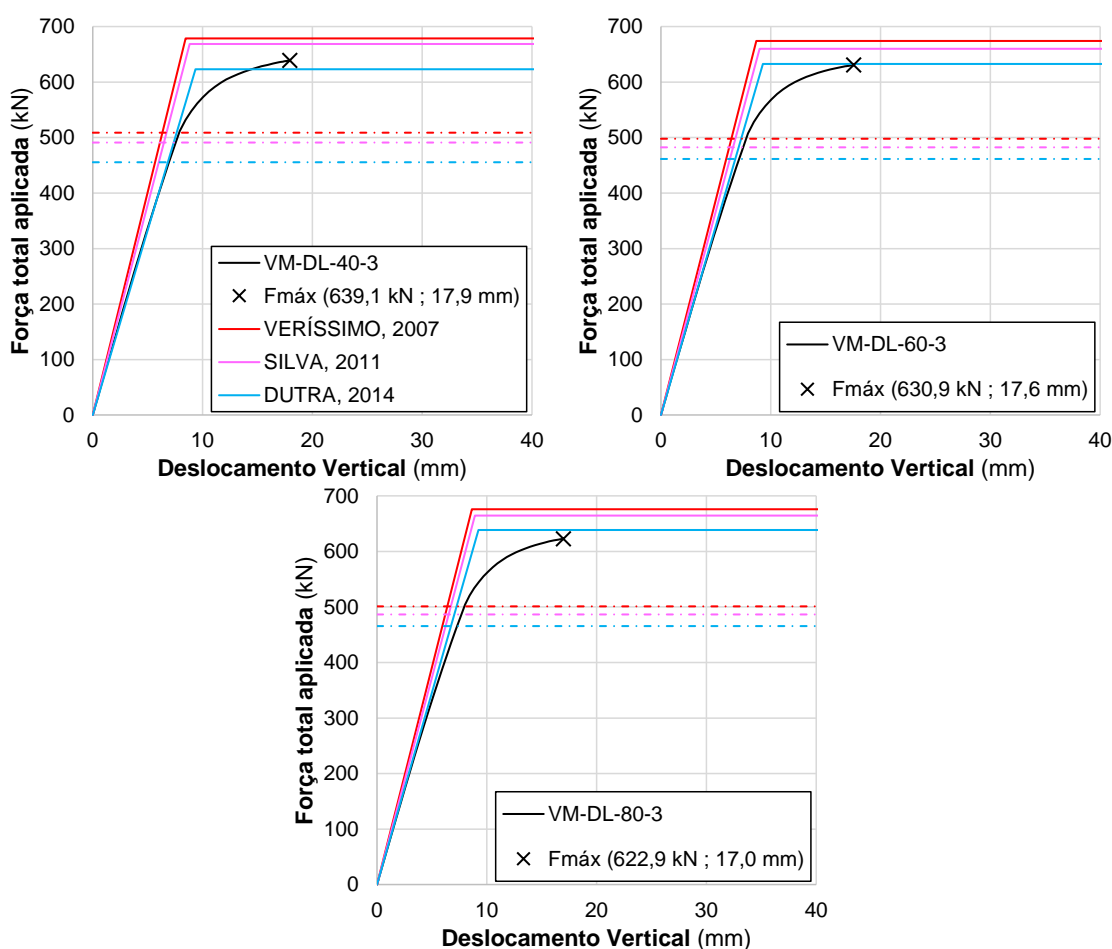


Figura 4-34. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência do diâmetro de referência e do comprimento da viga ($L = 3000$ mm).

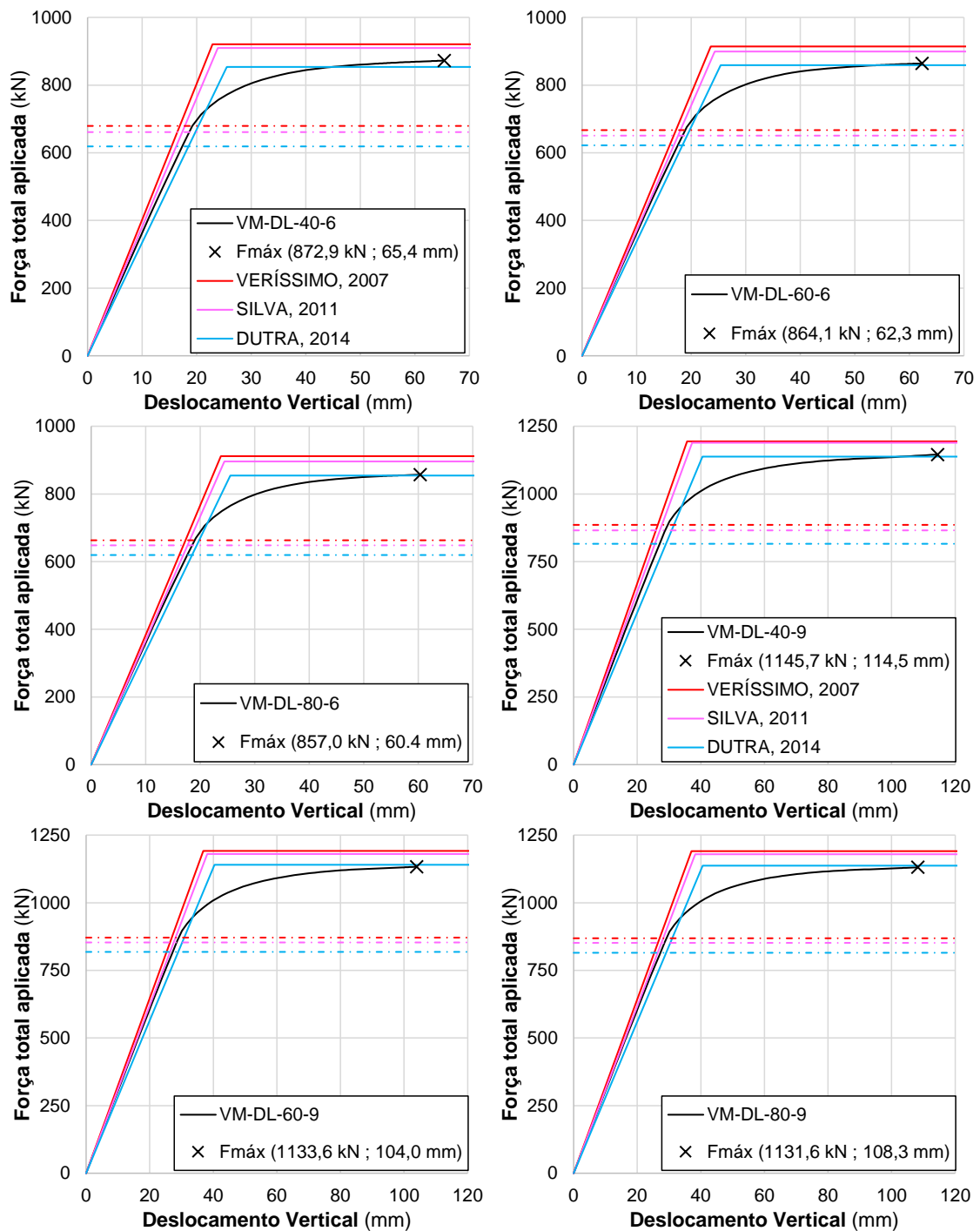


Figura 4-35. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência do diâmetro de referência e do comprimento da viga ($L = 6000$ mm e $L = 9000$ mm).

Assim como nos casos anteriores, o valor da resistência do conector foi estimado em cada modelo com base no valor numérico da capacidade resistente da viga mista. Esses resultados, juntamente com os valores das previsões da resistência do conector pelos modelos semi-empíricos das equações de Verissimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014), são apresentados na Tabela 4-15.

Tabela 4-15. Resultados das resistências da viga e do conector para o estudo da influência do diâmetro de referência e do comprimento do conector.

Designação	Res. Num. Viga (kN/m)	Res. Estimada Conector (kN)	Veríssimo (2007) (kN)	Silva (2011) (kN)	Dutra (2014) (kN)
VM-DL-40-3	639,1	1292,08	1983,49	1681,21	1147,72
VM-DL-60-3	630,9	1215,61	1793,07	1538,97	1231,18
VM-DL-80-3	622,9	1146,44	1848,77	1602,38	1286,97
VM-DL-40-6	872,9	2409,61	3862,59	3273,93	2100,57
VM-DL-60-6	864,1	2262,44	3448,22	2959,55	2179,62
VM-DL-80-6	857,0	2150,98	3327,78	2884,29	2112,52
VM-DL-40-9	1145,7	3243,87	5741,68	4866,65	3051,09
VM-DL-60-9	1133,6	2954,88	5103,36	4380,13	3123,32
VM-DL-80-9	1131,6	2910,78	4991,67	4326,44	3033,52

4.7.3 Discussão

Da análise das curvas força×deslocamento apresentadas na Figura 4-34 e na Figura 4-35, pode-se comparar o comportamento geral dos modelos numéricos de vigas mistas com o previsto pelo método analítico utilizando-se as equações de resistência do conector propostas por Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014).

De forma geral, observa-se que o comportamento resistente dos modelos numéricos se aproximou bastante daquele previsto pela curva analítica baseada na equação de Dutra (2014). Em termos da resistência última da viga mista, os resultados numéricos apresentaram diferenças máximas de 2,5% (tanto para menor quanto para maior) em relação aos resultados da equação de Dutra (2014). Em todos os casos estudados, os modelos analíticos com base nas equações de Veríssimo (2007) e Silva (2011) superestimaram a resistência do elemento misto.

Quanto à rigidez inicial da viga mista, é observado um comportamento diferente para cada comprimento total do elemento. No caso das vigas de 3,0 m de vão, a rigidez inicial dos modelos numéricos foi muito próxima do valor estimado utilizando-se a equação de Dutra (2014). Para as vigas com 6,0 m de vão, a rigidez inicial apresentou um comportamento intermediário entre as curvas analíticas relacionadas às equações de Dutra (2014) e Silva (2011). Finalmente, no caso das vigas de 9,0 m de vão, a rigidez inicial dos modelos foi muito próxima do valor estimado utilizando-se a equação de Silva (2011).

Em termos da resistência do conector de cisalhamento (valores apresentados na Tabela 4-15), novamente se observou uma boa correlação com os resultados previstos pela equação de Dutra (2014), sendo as maiores diferenças entre estes valores de 14,7% (valor numérico maior do que predição) e de 10,9% (valor numérico menor do que predição). Em todos os modelos ensaiados as equações de Veríssimo (2007) e Silva (2011) superestimaram os valores de resistência do conector obtidos pelo procedimento numérico em uma magnitude média de 60% e 40%, respectivamente.

Na Figura 4-36, apresentam-se as curvas força×deslocamento com os resultados numéricos de cada modelo ensaiado sobrepostos.

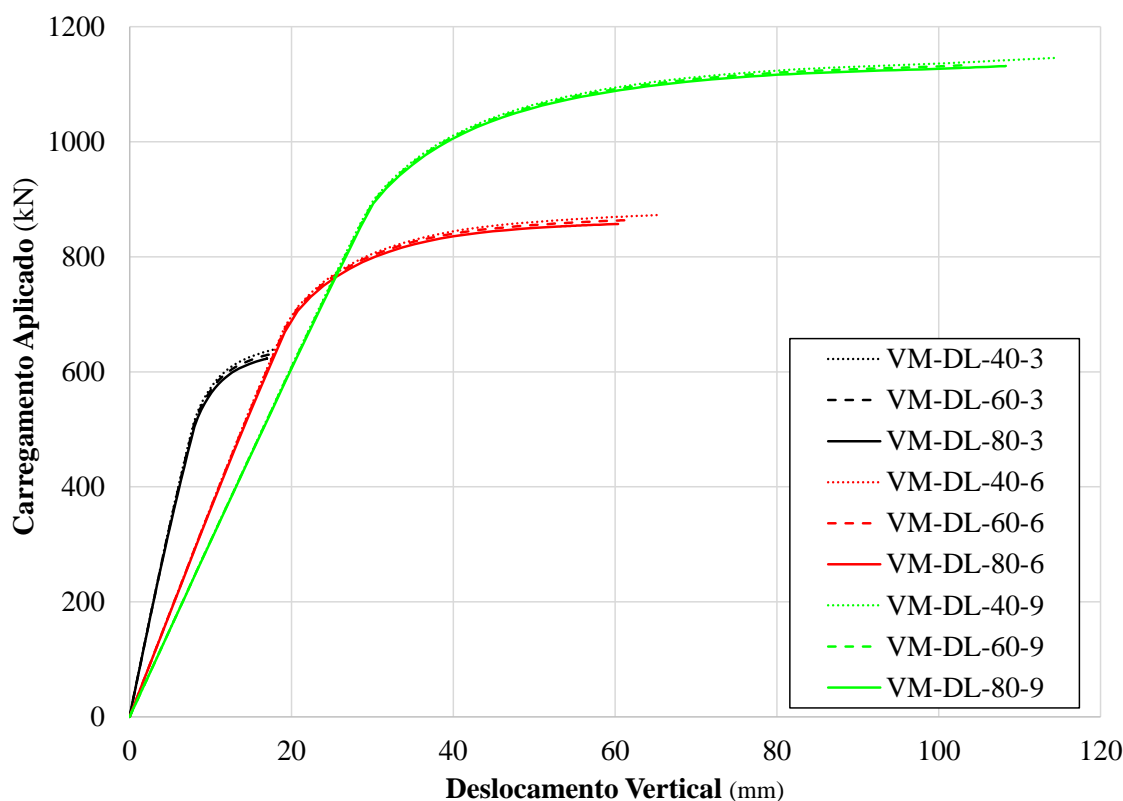


Figura 4-36. Curvas força×deslocamento sobrepostas para os modelos do estudo da influência do diâmetro de referência e do comprimento da viga.

A análise da sobreposição das curvas força×deslocamento de cada modelo ensaiado indica que, para os modelos com mesmo comprimento (curvas de mesma cor), a utilização de conectores com diâmetros diferentes não conduziu a alterações significativas no comportamento resistente da viga mista.

Este comportamento fica evidente nos gráficos apresentados nas Figuras 4-37 e 4-38, que ilustram, respectivamente, a resistência e a resistência por unidade de comprimento do conector Crestbond em função do diâmetro de referência das aberturas trapezoidais.

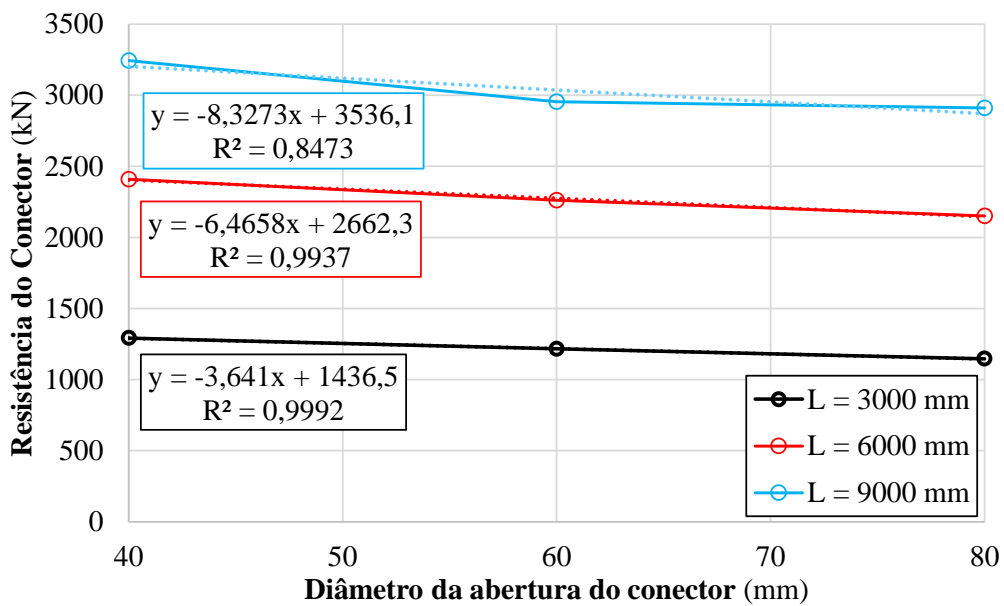


Figura 4-37. Resistência do conector Crestbond em função do diâmetro de referência.

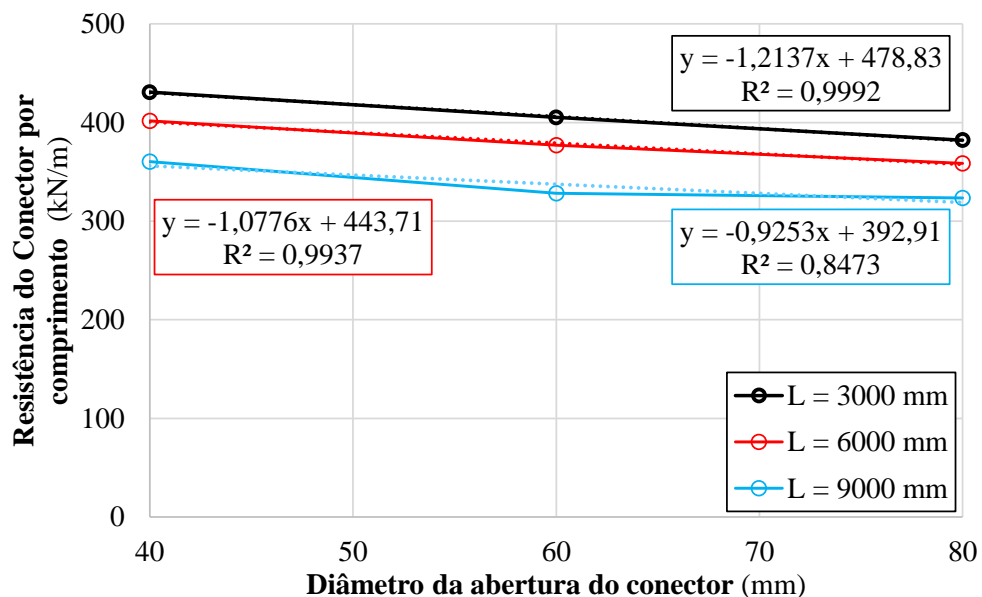


Figura 4-38. Resistência por unidade de comprimento do conector Crestbond em função do diâmetro de referência.

Observa-se que, para um mesmo comprimento do conector, ao se aumentar o diâmetro das aberturas observa-se a redução da capacidade resistente do conector. Apesar disso, essa redução pode ser considerada pequena em relação à magnitude dos valores de resistência apresentados pelos elementos.

Na Figura 4-37 também são apresentadas equações de regressão linear que expressam a resistência do conector (y) em função do diâmetro de referência (x), para cada valor de comprimento total da viga mista (as equações correspondentes a cada curva são identificadas pela utilização das mesmas cores). Os coeficientes angulares destas equações representam a taxa de variação da resistência com o diâmetro das aberturas do

conector, apresentando valores de -3,64 kN/mm, -6,47 kN/mm e -8,33 kN/mm para os comprimentos de viga de 3,0 m, 6,0 m e 9,0 m, respectivamente. Em relação aos valores médios das magnitudes de resistência obtidos para cada comprimento, essas taxas de redução da capacidade resistente com o aumento de um milímetro no diâmetro do conector são de 0,3%, 0,1% e 0,3% para os comprimentos de viga de 3,0 m, 6,0 m e 9,0 m, respectivamente.

Resultados semelhantes são obtidos a partir das equações de regressão linear apresentadas na Figura 4-38, que expressam a resistência por unidade de comprimento do conector (y) em função do diâmetro de referência (x), para cada valor de comprimento total da viga mista.

Constata-se assim, que a influência do diâmetro dos pinos de concreto sobre a resistência dos conectores Crestbond contínuos com um comprimento total fixo é pequena. Para que a variação observada na resistência seja da ordem de 10%, é necessário fazer o diâmetro do conector variar cerca de 40 mm, o que representa um diâmetro impróprio para as aplicações mais comuns.

Considerando lajes de concreto com dimensões usuais para sistemas de piso, com alturas variando entre 90 mm e 120 mm, e as limitações de cobrimento do conector e das armaduras impostas pelas normas técnicas, a faixa de valores ao longo da qual se poderia situar o diâmetro das aberturas do conector seria entre 40 mm e 60 mm. Desta forma, a variação máxima na resistência dos conectores dentro desta faixa, seria da ordem de 5%.

Nesta lógica, para estruturas com laje de concreto de pequena espessura, os resultados obtidos estão de acordo com o que foi relatado por Lorenc *et al.* (2014.a e 2014.b), que a variação do tamanho da abertura não influencia na resistência do conector por unidade de comprimento.

Pode-se observar ainda, na Figura 4-36, que para valores fixos do diâmetro de referência das aberturas dos conectores, o aumento do comprimento total do elemento implicou no aumento da capacidade resistente da viga mista. Em termos da resistência do conector de cisalhamento, sua variação com o comprimento do conector é ilustrada na Figura 4-39, para os diferentes valores de diâmetro das aberturas considerados.

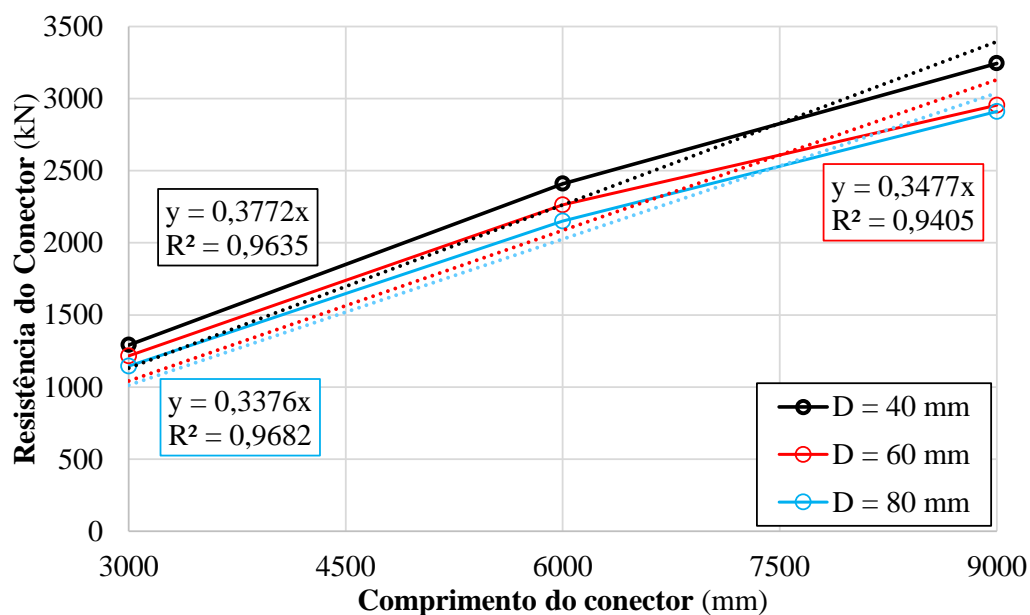


Figura 4-39. Resistência do conector Crestbond em função do seu comprimento.

Observa-se que a relação entre a capacidade resistente do conector e seu comprimento apresentam relação linear para todos os casos estudados. Na Figura 4-39 também são apresentadas equações de regressão linear que expressam a resistência do conector (y) em função do seu comprimento (x), definidas de forma a passarem pela origem.

A proximidade nos valores dos coeficientes angulares observados para cada equação de regressão indica que a relação de proporcionalidade entre a resistência e o comprimento de um conector são praticamente independentes do tamanho da abertura (diâmetro de referência) para os casos estudados.

Na Figura 4-40 é apresentado um gráfico que ilustra a resistência do conector Crestbond em função do número de aberturas do conector, para valores fixos do diâmetro de referência.

Observa-se que a relação entre as grandezas estudadas pode ser representada satisfatoriamente por meio do comportamento linear. Para cada curva da Figura 4-40 foram ajustadas equações de regressão que expressam a resistência do conector (y) em função do número de aberturas (x). Os coeficientes de determinação obtidos para estas regressões apresentaram valores elevados. A existência de uma relação linear entre a resistência do conector e o número de aberturas também foi observada por Oguejiofor e Hosain (1994), Veríssimo (2007) e Dutra (2014), conforme relatado no item 2.4.3.3.

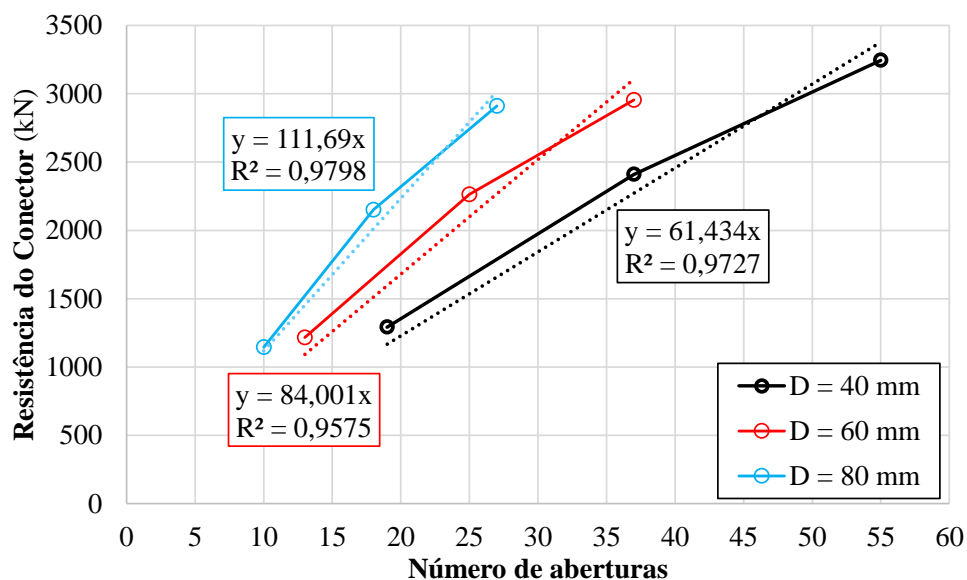


Figura 4-40. Resistência do conector Crestbond em função do número de aberturas do conector.

Cabe observar que em cada uma dessas equações, o coeficiente angular representa o ganho de resistência no conector para cada abertura adicional. Em outras palavras, esse valor representa a contribuição de cada abertura na resistência total do conector. Consta-se que a resistência associada a uma abertura do conector com diâmetro de 80 mm é maior do que a associada a uma abertura do conector com diâmetro de 60 mm, que é maior do que a associada ao conector de 40 mm de diâmetro.

O gráfico apresentado na Figura 4-41 foi obtido utilizando os valores dos coeficientes angulares das equações da Figura 4-40 no eixo das ordenadas e os diâmetros de referência correspondentes a cada curva no eixo das abscissas.

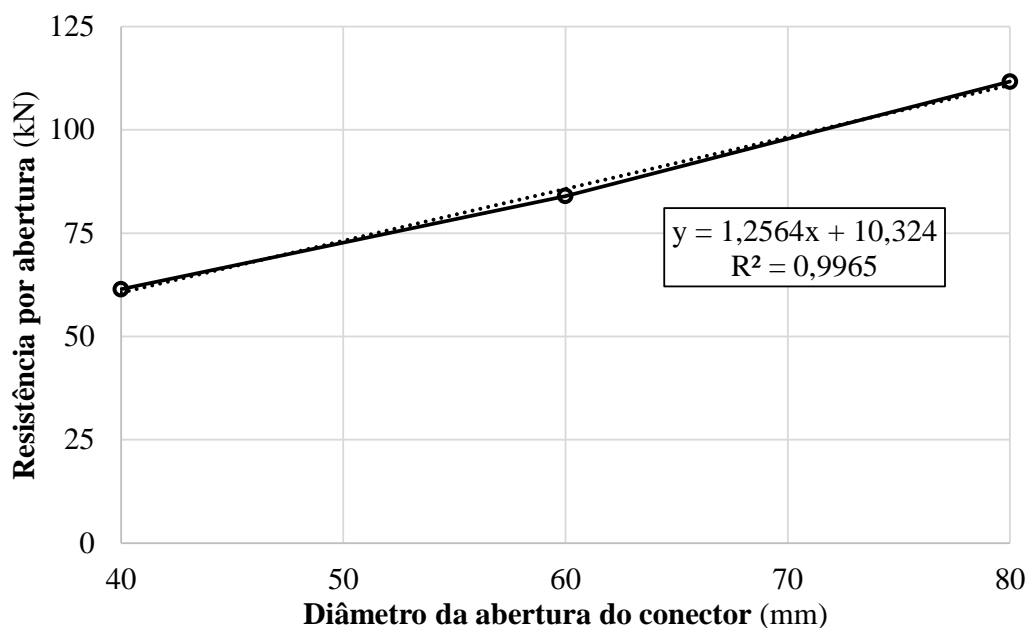


Figura 4-41. Resistência do conector Crestbond por abertura em função do diâmetro de referência.

A partir de sua análise, observa-se uma relação linear (coeficiente de determinação superior a 99%) entre o ganho de resistência por abertura do conector e o tamanho desta abertura (representada pelo diâmetro de referência do conector Crestbond). Resultados similares foram obtidos por Kraus e Wurzer (1997), Veríssimo (2007) e Dutra (2014), conforme foi visto no item 2.4.3.3.

4.8 Estudo da influência da excentricidade da conexão

4.8.1 O estudo numérico desenvolvido

O conceito de excentricidade foi explicado no item 2.4.3.6 e se refere à distância entre a força de cisalhamento resultante no conector (considerada atuando no ponto central dos pinos de concreto) e o plano médio da laje. Para avaliar a influência da excentricidade da conexão no comportamento resistente do conector Crestbond foram modelados numericamente ensaios de flexão em vigas mistas similares ao apresentado no *Capítulo 3*.

Em todos os modelos numéricos desenvolvidos foram utilizados conectores Crestbond CR40 com espessuras de chapa de 12,5 mm. As vigas mistas foram consideradas com vão livre de 3,0 m e submetidas a carregamento aplicado em dois pontos simétricos em relação ao centro do vão (*C2P*). A seção transversal do elemento misto, em todos os modelos, foi formada por um perfil metálico PM 250 (Tabela 4-1) e por uma laje de concreto com 120 mm de altura e 500 mm de largura. A resistência característica do concreto à compressão (f_c) foi considerada de 38 MPa. A configuração adotada para a armadura transversal foi de duas barras de 6,3 mm de diâmetro por abertura do conector.

Para se considerar a variação da excentricidade, o conector Crestbond de cada modelo de viga mista foi criado com uma altura da base (variável c na Figura 2-12) diferente. Os valores considerados dessa grandeza foram: 10 mm, 20 mm, 30 mm, 40 mm, 50 mm e 60 mm.

Na Tabela 4-16 é apresentado um resumo dos modelos de viga mista desenvolvidos e analisados no estudo da influência da excentricidade. Nesta tabela são introduzidas as variáveis de altura da força do conector (h_F) e excentricidade (d_{exc}), conforme ilustradas na Figura 4-42. A altura da força no conector é calculada em relação à interface entre aço e concreto, sendo calculada, portanto, como a soma da altura de base (c) com metade do diâmetro de referência da abertura trapezoidal (D). Já a excentricidade é calculada como

a altura da força do conector subtraída de metade da espessura da laje (t_c). Desta forma, valores negativos desta variável indicam que a força resultante do conector atua abaixo do plano médio da laje e valores positivos indicam que ela atua acima deste plano.

Tabela 4-16. Resumo das propriedades dos modelos do estudo da influência da excentricidade.

Designação dos Modelos	c (mm)	h_F (mm)	d_{exc} (mm)
VM-exc-c10	10	30	-30
VM-exc-c20	20	40	-20
VM-exc-c30	30	50	-10
VM-exc-c40	40	60	0
VM-exc-c50	50	70	10
VM-exc-c60	60	80	20

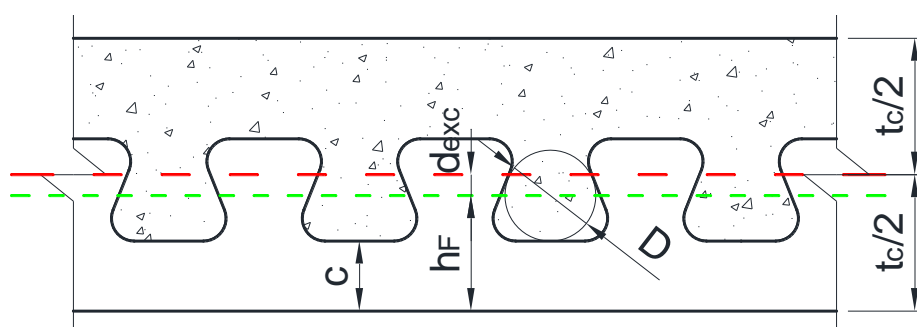


Figura 4-42. Altura da força do conector e excentricidade.

4.8.2 Resultados obtidos

De forma semelhante à realizada nas seções anteriores, as curvas força×deslocamento dos ensaios de flexão, para cada modelo de viga mista, são apresentados na Figura 4-43. Também são ilustrados os resultados das curvas analíticas baseadas nas equações de resistência propostas por Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014).

O valor da resistência do conector foi estimada em cada modelo com base no valor numérico da capacidade resistente da viga mista. Estes resultados, juntamente com os valores das previsões da resistência do conector pelos modelos semi-empíricos dados pelas equações de Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014) são apresentados na Tabela 4-17.

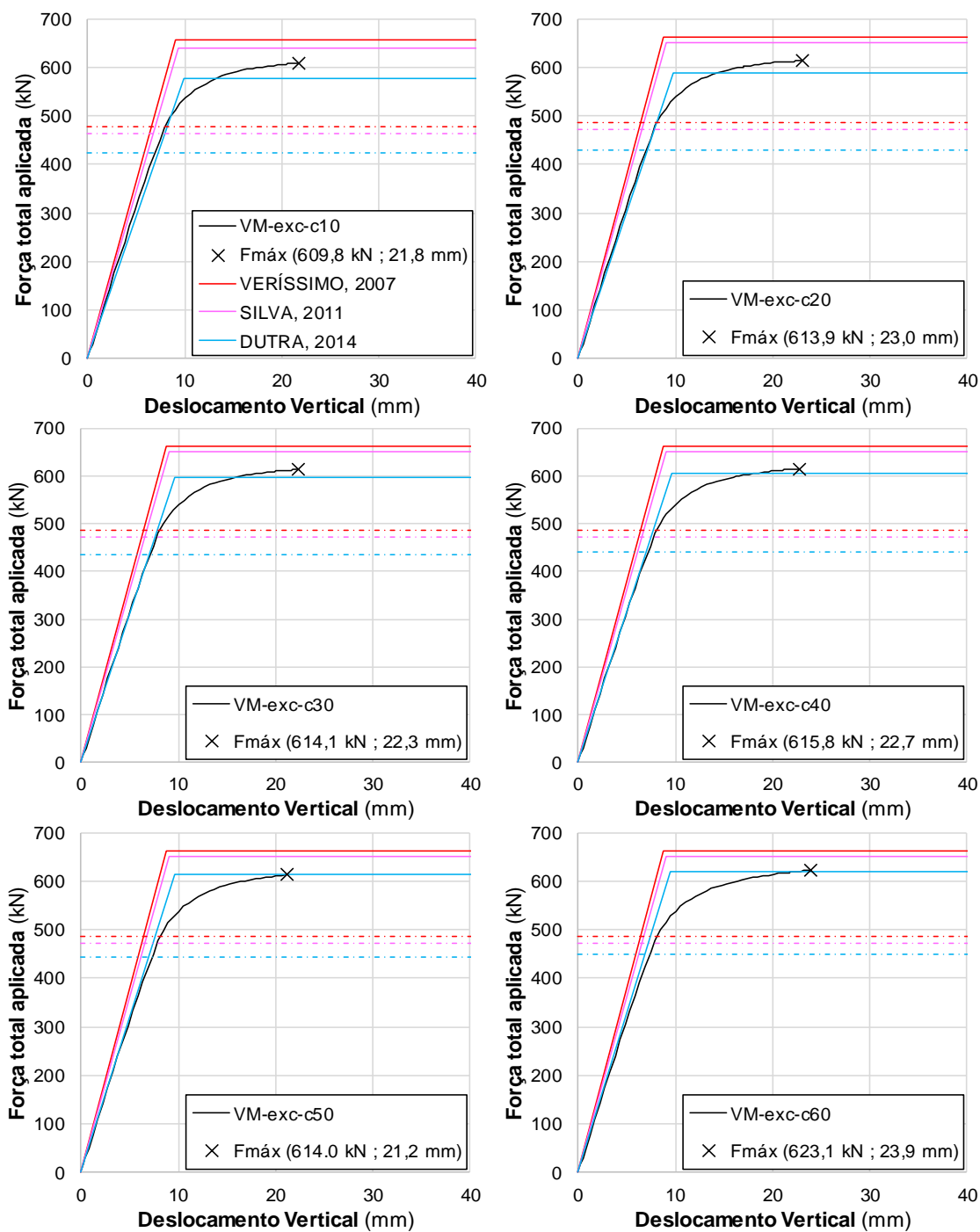


Figura 4-43. Resultados individuais dos modelos do estudo da influência da excentricidade.

Tabela 4-17. Resultados das resistências da viga e do conector para o estudo da influência da excentricidade.

Designação	Res. Num. Viga (kN/m)	Res. Estimada Conector (kN)	Veríssimo (2007) (kN)	Silva (2011) (kN)	Dutra (2014) (kN)
VM-exc-c10	609,8	1173,4	1800,96	1529,27	899,95
VM-exc-c20	613,9	1212,9	1983,49	1681,21	995,12
VM-exc-c30	614,1	1215,0	1983,49	1681,21	1078,29
VM-exc-c40	615,8	1231,7	1983,49	1681,21	1152,80
VM-exc-c50	614,0	1213,7	1983,49	1681,21	1220,71
VM-exc-c60	623,1	1306,9	1983,49	1681,21	1283,38

4.8.3 Discussão

Da análise das curvas força×deslocamento apresentadas na Figura 4-43, pode-se comparar o comportamento geral dos modelos numéricos de vigas mistas com o previsto pelo método analítico utilizando-se as equações de resistência do conector propostas por Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014).

De forma geral, pode-se dizer que o comportamento resistente dos modelos numéricos se aproximou daquele previsto pelas curvas analíticas satisfatoriamente, em especial do valor baseado na equação de Dutra (2014). De forma semelhante ao que ocorreu nos estudos da espessura dos conectores e da armadura transversal e resistência do concreto (itens 4.4 e 4.6), a rigidez inicial dos modelos numéricos foi muito próxima do valor estimado utilizando-se a predição deste autor, para todos os modelos desenvolvidos.

Quanto à capacidade resistente da viga mista, esta situou-se, em todos os modelos estudados na faixa entre as curvas de Dutra (2014) e de Silva (2011), sendo superior à primeira e inferior à segunda. Conforme aumentou-se o valor da altura da base do conector (c) a resistência última da viga aproximou-se gradualmente da equação de Dutra (2014). Para o menor valor da altura de base, a diferença entre essas resistências foi de 5,7%. Para o maior valor da altura de base, a diferença entre essas resistências foi praticamente inexistente (0,3%).

Os valores obtidos para a resistência dos conectores de cisalhamento (Tabela 4-17) se relacionam diretamente com a capacidade resistente da viga. Desta forma, apresentaram um comportamento semelhante ao descrito no parágrafo anterior. Em relação à estimativa de resistência do Crestbond pela equação de Dutra (2014), as diferenças são maiores para os modelos com menor altura da base, chegando a apresentar erros de até 30%, e vão diminuindo conforme esta variável aumenta, apresentando um erro de 2% para seu valor máximo (60 mm).

Observa-se ainda que os valores obtidos pelas equações de Veríssimo (2007) e Silva (2011) superestimaram a resistência do conector obtida pelo procedimento numérico em uma magnitude média de 60% e 40%, respectivamente. Analisando-se os valores da Tabela 4-17 constata-se que as predições destes autores são as mesmas para quase todos os modelos desenvolvidos. Isto ocorre, pois em tais formulações o efeito da excentricidade da conexão só é considerada para a parcela de resistência relativa à força

frontal (que não existe no caso de conectores contínuos). A razão pela qual as predições destes autores para o modelo VM-exc-c10 diferem das outras é que, da forma como se deve considerar a taxa de armadura transversal para aplicação destas equações (área A_{c3} , vide item 4.6.1), apenas este modelo apresenta uma taxa de armadura inferior ao valor limite de 1,30%.

Para o estudo da influência da excentricidade do conector em sua capacidade resistente deve-se comparar os valores de resistência de cada modelo em função deste parâmetro. Observa-se, todavia, que o modelo VM-exc-c50 apresentou um ponto de pico de carga com resistência menor do que os pontos a ele adjacentes. Observa-se que este valor máximo ocorreu para um deslocamento vertical (21,2 mm) menor do que os demais modelos. Desta forma, optou-se por realizar a normalização das resistências dos demais modelos para este valor de deslocamento, a fim de comparar a capacidade resistente do conector, em função de sua excentricidade.

Na Figura 4-44 são apresentados os gráficos força×deslocamento com os resultados numéricos de cada modelo ensaiado sobrepostos. Destaca-se também o valor de deslocamento de 21,2 mm, em relação ao qual as resistências da viga serão comparadas.

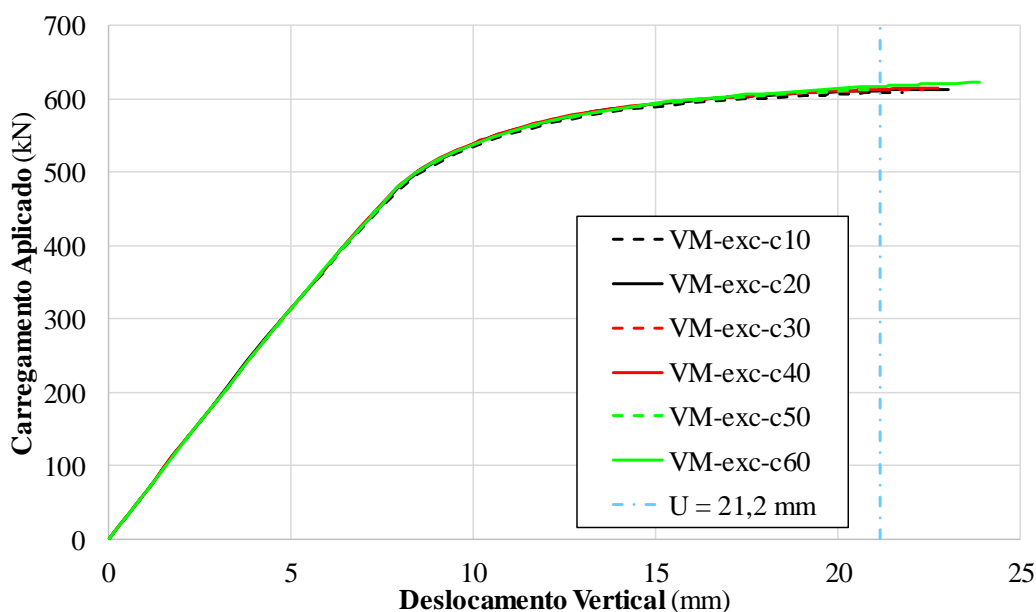


Figura 4-44. Curvas força×deslocamento sobrepostas para o estudo da excentricidade.

A análise desse gráfico deixa evidente que não existe uma influência significativa da variação da excentricidade para o ganho na capacidade resistente das vigas mistas estudadas. Não obstante, será avaliada a influência deste parâmetro na capacidade resistente do conector, uma vez que a relação entre essa resistência e a resistência da viga não é linear.

Os valores da resistência das vigas mistas normalizadas para um deslocamento de 21,2 mm e os valores associados de capacidade resistente do conector Crestbond são apresentados na Tabela 4-18. Um gráfico comparativo das resistências estimadas para o conector com a variação da excentricidade, em termos da altura da força do conector (h_F), é apresentado na Figura 4-45.

Tabela 4-18. Resultados das resistências da viga e do conector para um deslocamento de 21,2 mm.

Designação	Res. Numérica. Viga para 21,2 mm (kN)	Res. Estimada Conector para 21,2 mm (kN)
VM-exc-c10	607,2	1149,77
VM-exc-c20	612,2	1196,93
VM-exc-c30	612,7	1201,55
VM-exc-c40	613,6	1209,80
VM-exc-c50	614,0	1213,72
VM-exc-c60	617,9	1252,28

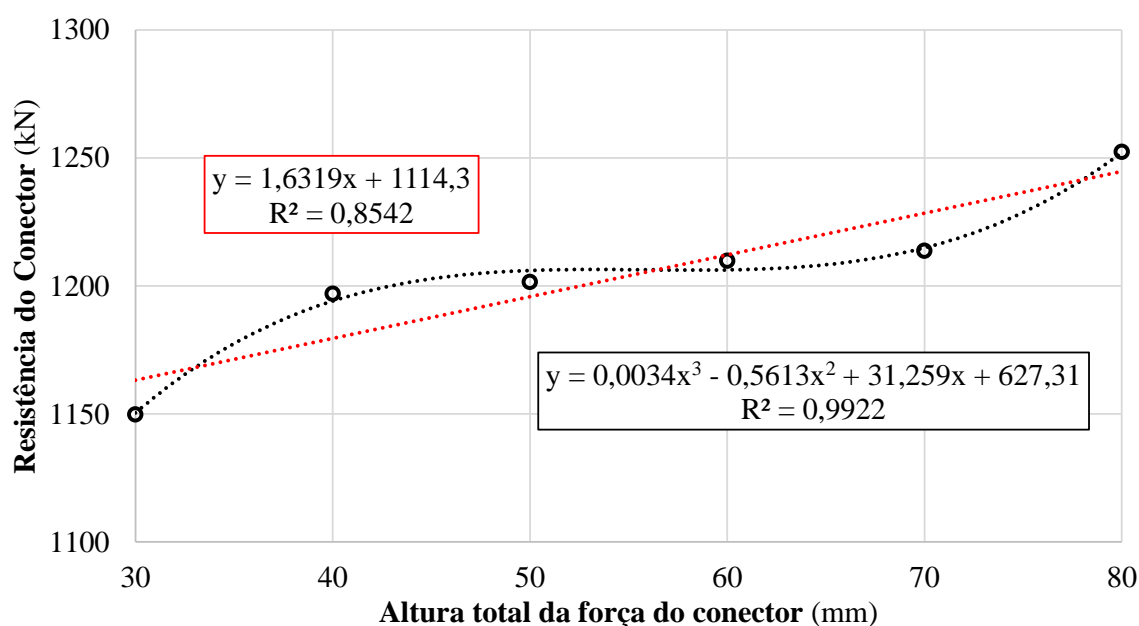


Figura 4-45. Resistência do conector Crestbond em função da excentricidade.

De forma geral, observa-se que as resistências do Crestbond crescem com o aumento da altura total da força do conector. Estes resultados estão de acordo com o que foi obtido por Dutra (2014), conforme o item 2.4.3.6. Apesar disso, o comportamento observado por este autor foi próximo ao do trecho crescente de uma parábola com concavidade para baixo.

No caso observado neste trabalho, fica clara a existência de três trechos distintos: (a) na faixa de altura da força do conector entre 30 mm e 40 mm, observa-se o crescimento mais acentuado das resistências com a variação da excentricidade (aumento de 4% para

variação de 10 mm na excentricidade); (b) na faixa de altura da força do conector entre 40 mm e 70 mm, observa-se um trecho no qual as resistências praticamente não variam com a excentricidade (aumento de 1% para variação de 30 mm na excentricidade); e (c) na faixa de altura da força do conector entre 70 mm e 80 mm, observa-se um trecho no qual, novamente, as resistências crescem de forma mais acentuada com a excentricidade (aumento de 4% para variação de 10 mm na excentricidade).

O comportamento descrito apresentou ajuste razoável para uma equação de regressão linear (coeficiente de determinação de 85%), e ajuste excelente para uma equação de regressão cúbica (coeficiente de determinação de 99%), conforme representado na própria Figura 4-45. Ambas as equações apresentadas expressam a resistência do conector (y) em função da altura total da força do conector (x) para os ensaios numéricos realizados.

Cabe observar que se o gráfico apresentado fosse expresso em função da excentricidade (d_{exc}) ao invés da altura total da força do conector (h_F), os resultados obtidos seriam semelhantes, uma vez que a faixa de variação destas duas variáveis é a mesma.

Dentre as possíveis razões de se observar a melhoria no comportamento resistente do conector com o aumento da altura total da força do conector pode-se citar: (a) a força transmitida na conexão é a responsável por comprimir o concreto, desta forma, aproximando-se os pinos virtuais da zona de concreto comprimida a distribuição de tensões no concreto se aproxima daquela de uma peça maciça submetida à flexão; e (b) quando os pinos de concreto são situados em cotas mais altas da laje, o material no seu entorno encontra-se majoritariamente comprimido, o que consiste em uma situação melhor tanto do ponto de vista do desenvolvimento do confinamento na região de contato com o conector (zona A), quanto da observação de um material menos deteriorado (fissurado) na zona B (ver Figura 2-14).

Apesar de todo o exposto, no que se refere à variação da resistência com a excentricidade do conector, cabe um comentário similar ao que foi feito no estudo da variação dos diâmetros de referência para comprimentos fixos. Para um aumento da resistência do conector da ordem de 9% da resistência média, foi necessário subir o conector 60 mm ao longo da espessura da laje (item 4.7.3).

Para as aplicações mais comuns na engenharia, em especial os sistemas de piso mistos, muito possivelmente não seria possível aumentar desta forma a altura total da força no conector, tendo-se em vista a necessidade de respeitar cobrimentos e outras disposições construtivas, sejam elas normativas ou práticas. Desta forma, pode-se dizer que a influência da excentricidade sobre a resistência do conector, como observada neste trabalho, é pouco significativa para as situações mais usuais.

5 CONCLUSÕES

5.1 Conclusões gerais

Neste trabalho apresenta-se um estudo do comportamento estrutural do conector de cisalhamento Crestbond, a partir da simulação numérica de vigas mistas de aço e concreto com modelos de elementos finitos elaborados no software ABAQUS. O modelo numérico desenvolvido foi validado com resultados experimentais.

O modelo constitutivo do concreto, com um patamar de tensões de compressão, foi adotado para favorecer a convergência dos modelos numéricos. Esta idealização do comportamento do concreto à compressão uniaxial se mostrou efetiva na modelagem de estruturas nas quais este material está submetido majoritariamente a esforços de compressão e apresenta comportamento mais dúctil.

Após testar várias formas de modelagem da armadura, constatou-se, com base na qualidade dos resultados e do consumo de recursos computacionais, que a melhor representação é aquela em se utilizam elementos de viga.

No tocante à representação numérica do contato entre o conector e o concreto, observou-se que a utilização de uma condição de contato que force a compatibilidade de deslocamentos nodais, na face do conector que comprime o concreto, permitiu uma análise mais rápida, sem prejuízo na qualidade dos resultados.

O comportamento da viga mista com Crestbond ensaiada por Alves (2014) foi bem caracterizado pelo modelo numérico desenvolvido. Constatou-se que o modelo numérico foi capaz de representar adequadamente todos os estágios pelos quais a viga real passou durante o processo de carregamento até à ruptura. Tanto no ensaio de laboratório como na simulação numérica a ruptura da viga ocorreu no concreto, por compressão excessiva.

A análise do estado de tensões na viga de aço e das regiões plastificadas no conector indicaram que a capacidade resistente da conexão não foi esgotada, apesar da formação de uma rótula plástica no centro do vão. Desta forma, concluiu-se que a viga mista encontrava-se em situação de conexão total.

Os resultados numéricos obtidos apresentaram boa concordância com os resultados obtidos pelos modelos analíticos usuais, que consideram a plastificação total da seção transversal da viga mista.

Os estudos realizados demonstraram a importância de considerar as dimensões reais dos modelos experimentais e as imperfeições de material, notadamente as tensões residuais. Daí a necessidade de medir e documentar rigorosamente os dados em programas experimentais para possibilitar uma boa calibração de simulações numéricas.

Além do modelo numérico, foi desenvolvida uma ferramenta computacional para facilitar a geração da geometria dos modelos e o tratamento dos resultados, relacionando os valores de resistência da viga mista com a capacidade resistente do conector.

Quanto aos modelos numéricos analisados nos estudos de variação de parâmetros, o que se observou, de forma geral, foi uma boa correlação entre os resultados numéricos e os resultados estimados com os modelos semiempíricos para o comportamento resistente das vigas mistas. Para grande parte dos modelos estudados, as curvas força×deslocamento das vigas simuladas numericamente se situaram dentro da faixa delimitada pelos comportamentos previstos com os modelos semiempíricos propostos por Veríssimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014). Os resultados numéricos estiveram sempre mais próximos da equação de Dutra (2014) que, por sua vez, se mostrou conservadora para a maioria dos casos estudados. As equações de Veríssimo (2007) e Silva (2011) tendem a superestimar as resistências do conector e da viga em relação ao modelo numérico de viga mista.

Observou-se que a espessura da chapa do conector praticamente não influencia na capacidade resistente da viga ou dos conectores, mas influencia na ductilidade; os conectores com chapa de menor espessura apresentam-se mais dúcteis. Além disso, o estudo de variação da espessura do conector demonstrou que o mesmo conector pode apresentar diferentes resistências dependendo da configuração do carregamento na viga.

A avaliação do comportamento de dois conectores em paralelo demonstrou que ocorre ganho de resistência considerável tanto em relação a um conector único de mesma espessura que os conectores em paralelo, como em relação a um conector com o dobro da espessura. A configuração com dois Crestbond em paralelo demonstrou um potencial grande para aplicação, tendo sido o fator que possibilita um ganho de resistência para a viga mista que é independente das propriedades do concreto e da armadura.

O estudo de variação da armadura transversal (taxa e disposição) demonstrou que, de forma geral, quanto maior a taxa de armadura maior a resistência do conector. Entretanto, a distribuição da armadura também influencia a capacidade resistente da conexão. Um aspecto importante deste estudo é que ele evidenciou que a abordagem adotada por Dutra (2014) para tratar a influência da armadura é inadequada, sendo este um aspecto que pode ser abordado com vistas ao aprimoramento da equação de resistência proposta pelo autor.

O estudo demonstrou que a resistência do conector é diretamente influenciada pela resistência do concreto, confirmando os resultados obtidos por outros autores. Notou-se, ainda, que a taxa de armadura exerce uma influência no efeito que a resistência do concreto tem sobre a capacidade resistente do conector.

A resistência por abertura é maior para os conectores com aberturas maiores e esta variação tem relação linear com o diâmetro de referência das aberturas. Pela própria configuração geométrica do conector, a quantidade de aberturas e o diâmetro são inversamente proporcionais para um comprimento fixo do conector. Logo, a variação do tamanho das aberturas do Crestbond dentro do comprimento fixo de uma viga praticamente não acarreta mudança na capacidade resistente do conector.

O estudo de variação da excentricidade do conector demonstrou que o efeito dessa variável na resistência da viga e do conector não é significativo para as estruturas usuais.

De modo geral, este estudo proporcionou um aprofundamento do entendimento sobre o comportamento estrutural do Crestbond e uma avaliação da qualidade da resposta dos

modelos semiempíricos propostos até o momento por outros autores. Os resultados obtidos indicam que o modelo semiempírico proposto por Dutra (2014), embora possa ser melhorado, é capaz de prever o comportamento resistente de vigas mistas com Crestbond com boa aproximação.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Em função dos resultados obtidos neste trabalho, sugerem-se os seguintes temas para trabalhos futuros:

- realização de uma campanha experimental ampla com vigas mistas com Crestbond, visto que os resultados experimentais disponíveis até o presente momento são poucos;
- desenvolvimento de um estudo do comportamento resistente do conector Crestbond tendo em vista os diferentes modos de falha do conector que podem ser: ruptura no elemento de aço, esmagamento do concreto confinado na Zona A, conforme descrito por Kraus e Wurzer (1997), a fissuração do concreto por tração na Zona B e a ruptura das bielas de compressão no concreto também na Zona B.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR, O. P. Estudo do comportamento de conectores Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.
- ALMEIDA, P. H. F. Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.
- ALVES, A. R. L. Avaliação do comportamento do conector Crestbond em vigas mistas. Dissertação (Mestrado), Universidade do Minho, Portugal. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 247 p.
- BÄRTSCHI, R. Load-Bearing Behaviour of Composite Beams in Low Degree of Partial Shear Connection. PhD Thesis. Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, 2005.
- BONO, G. F. F. Modelos constitutivos para análise tridimensional de estruturas de concreto armado através do método dos elementos finitos. 208 f. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

- BYFIELD, M.P.; DHANALAKSHMI, M. Analysis of strain hardening in steel beams using mill tests. *Advances in Steel Structures*. p. 139–146. 2002.
- CALADO, L.; SANTOS, J. *Estruturas mistas de aço e betão*. IST Press, Lisboa, 2013.
- CALZON, J. M.; HERRERA, J. O. *Construccion Mixta Hormigón-Acero*. Editorial Rueda, 1978.
- ČERVENKA, V.; JENDELE, L.; ČERVENKA, J. *ATENA Program Documentation. Part 1: Theory*. Červenka Consulting, Prague, 2014.
- CHEN, W.; HAN, D. *Plasticity for Structural Engineers*. Fort Lauderdale: J.Ross. 2007.
- COMITÊ EURO-INTERNACIONAL DO BETÃO (CEB) – FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DA PROTENSÃO (FIP). *Model code 1990: final draft*. Lausanne, Switzerland, 1991.
- CORNELISSEN, H. A. W.; HORDIJK, D.A.; REINHARDT, H. W. Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. *HERON*, v. 31 (2), p 45-56. 1986.
- DAVIES, C.; Tests on half-scale steel-concrete composite beams with welded stud connectors. *Structural Engineer*. [S.l.], v. 47, n. 1, p 29-40, 1969.
- DUTRA, C. M., *Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas*. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.
- EN 1992-1-1:2010. *Design of concrete structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization. 2010.
- EN 1994-1-1:2004. *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization. 2004.
- FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DO BETÃO (FIB). *Model Code 2010: final draft*. Lausanne, Switzerland, 2011. 656 p.
- FLOR, J. M.; FAKURY, R. H.; CALDAS, R. B.; RODRIGUES, F. C.; NEVES, R. M. F.; FARIA, A. C. V. C.; ARAÚJO, A. H. M. *Modelagem numérica de vigas mistas tubulares de aço preenchidas com concreto*. Proceedings of the XXXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. Rio de Janeiro, November 22-25. 2015.

- GB50010-2002: Code for design of concrete structures. Ministry of housing and urban-rural development of China. 2002.
- GONÇALVES, A. B. Modelo Analítico para Dimensionamento de Vigas Alveolares Mistas de Aço e Concreto. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2015.
- HORDIJK, D. A. Local Approach to Fatigue of Concrete. Doctor dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands. ISBN 90/9004519-8. 1991.
- HOU, B. Experimental and Analytical Study of the Shear Transfer in Composite Shallow Cellular Floor Beams. 2012. 316 f. Tese (Doutorado), School of Engineering and Mathematical Sciences, City University London, London, UK, 2012.
- JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of Parameters of Concrete Damaged Plasticity Constitutive Model. Foundations of Civil and Environmental Engineering, Poznan (Polônia), v. 6, n. 1, p.53-69, 2005.
- JOHNSON, R. P. Composite Structures of Steel and Concrete – Volume I: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings, 2a. Ed., Blackwell Scientific Publications, 1994.
- JOHNSON, R. P.; ANDERSON, D. Designer's Handbook to Eurocode 4, Part 1.1: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Thomas Telford, 1993.
- KNIGHT, A.W. A new type of road bridge. The Commonwealth Engineer. Dept of Public Works, Tasmania, 1933.
- KRAUS, D.; WURZER, O. Bearing capacity of concrete dowels. In: COMPOSITE CONSTRUCTION, CONVENTIONAL AND INNOVATIVE, 1997, Innsbruck, Austria. Conference Report. Zurique, Suíça: IABSE, 1997. p. 133-138.
- LAWSON, R. M.; SAVERIRAJAN, A. H. Simplified elasto-plastic analysis of composite beams and cellular beams to Eurocode 4. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 87, N. 10, p 1426-1434. October, 2011.
- LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. Journal of Engineering Mechanics. [S.l.], v. 124, n. 8, p. 892-900, 1998.

- LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H.P.; HARRE, W. Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New Improved Shear Connector With High Fatigue Strength for Composite Structures). Beton und Stahlbetonbau. Berlin, Deutschland, v. 82, n. 12, p. 325-331, 1987.
- LORENC, W.; KOZUCH, M.; ROWINSKI, S. The behaviour of puzzle-shaped composite dowels – Part I: Experimental study. Journal of Constructional Steel Research. v. 101, p. 482-499, 2014a.
- LORENC, W.; KOZUCH, M.; ROWINSKI, S. The behaviour of puzzle-shaped composite dowels – Part II: Theoretical investigations. Journal of Constructional Steel Research. v. 101, p. 500-518, 2014b.
- LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. International Journal of Solids and Structures. Great Britain, v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989.
- MALM, R. Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method. 2009. 64 f. Ph.D. Thesis - Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2009.
- MALM, R. Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses. 88. ed. Estocolmo (Suécia): TRITA-BKN, 148 p., 2006.
- MULLET, D. L. Composite Floor Systems, Blackwell Science Ltd, 1998.
- NETHERCOT, D. A. Composite Construction, Spon Press, 2003.
- NISHIDO, T.; FUJII, K.; ARIYOSHI, T. Slip behavior of Perfobondrib shear connectors and its treatment in FEM. In: CONFERENCE COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE IV, 2000, Banff. Proceedings Banff, Canada: ASCE, 2000. p. 379-390.
- OEHLERS, D. J.; BRADFORD, M. A. Composite Steel and Concrete Structural Elements – Fundamental Behaviour. Pergamon, 1995.
- OGUEJIOFOR, E. C. Behaviour of Perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests. 1990. M.Sc. Thesis - University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1990.
- OGUEJIOFOR, E. C. Perfobond rib shear connectors for composite beams. 1994. Ph.D. Thesis - University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1994.

- OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. A parametric study of Perfobond rib shearconnectors, Canadian Journal of Civil Engineering, n.21, p.614-625, 1994.
- OLIVEIRA, L. A. F.; Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas, Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- OLLER, S. Nonlinear Dynamics of Structures. Barcelona (Espanha): Springer, 2014. 203 p.
- PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUĐEVAC, D. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. Journal of Constructional Steel Research. v. 88, 2013. p 134–149.
- QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. Elementos das estruturas mistas aço - concreto. Belo Horizonte: Editora O Lutador, 2001.
- ROBERTS, W.; HEYWOOD, R.; Development and testing of a new shear connector for steel concrete composite bridges. In Proceedings of the Fourth International Conference on Short and Medium Span Bridges, Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering 1994. Halifax, Nova Scotia, Canada, pp. 137-145, 1994.
- SILVA, H. P. Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo Crestbond. 2013. 125 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2013.
- SILVA, M. A. P. Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento Crestbond e Perfobond. 2011. 151 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2011.
- SIMULIA. Abaqus analysis user's manual vol. III: Materials. Providence, USA, 2012a.
- SIMULIA. Abaqus analysis user's manual vol. IV: Elements. Providence, USA, 2012b.
- STUDNICKA, J.; MACHACEK, J.; KRPATA, A.; SVITAKOVA, M. Perforated shear connector for composite steel and concrete beams. In: CONFERENCE COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE IV, 2000, Banff. Proceedings... Banff, Canada: ASCE, 2000. p. 367-378.

- USHIJIMA, Y.; HOSAKA, T.; MITSUKI, K. An experimental study on shear characteristics of Perfobond strip and its rational strength equations. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONNECTIONS BETWEEN STEEL AND CONCRETE, 2001, Stuttgart, Germany. Proceedings. [S.l.]: RILEM Publications, 2001. p. 1066-1075.
- VELDANDA, M. R.; HOSAIN, M. U. Behavior of Perfobond rib shear connectors: push-out tests. Canadian Journal of Civil Engineering, n.19, p.1-10, 1992.
- VERÍSSIMO, G. S. Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- VIEST, I. M. Review of research on composite steel-concrete beams. Journal of the Structural Division of the American Society of Civil Engineers, vol. 86, nº 6, p. 1-21. 1960.
- YAM, L. C. Design of Composite Steel-Concrete Structures, Surrey University Press, 1980.
- ZELLNER, W. Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors. IABSE/ASCE ENGINEERING FOUNDATION CONFERENCE ON COMPOSITE CONSTRUCTION, 1987, Henniker, United States. Proceedings. New York, USA: ASCE, p. 240-252, 1987.

Apêndice A

Planilha de cálculo de vigas mistas com Crestbond

Planilha de Verificação de vigas mistas utilizando o conector Crestbond

Autor: Mateus Couri Petruski

Guia para utilização da planilha:

Para a correta utilização desta planilha, deve-se informar as propriedades da viga mista nas células preenchidas com a cor amarelo claro com escrita em negrito (**Exemplo**).

Além disso, o usuário deve informar algumas considerações para cálculo utilizando dos botões presentes na planilha (*radio buttons* e *check-boxes*).

Na aba **Informações Gerais** devem ser informadas as seguintes propriedades:

- Geometria do conector Crestbond a ser utilizado;
- Propriedades físicas dos materiais constituintes da viga mista (aço da armadura, aço do conector, aço do perfil metálico e concreto); e
- Propriedades geométricas do perfil de aço, da laje de concreto e da armadura.

Na aba **Resistência do Crestbond**, são calculados os valores de resistência do conector Crestbond com base nas equações propostas por Verissimo (2007), Silva (2011) e Dutra (2014). Os únicos campos cujos valores podem ser alterados nessa aba são os valores dos coeficientes de regressão propostos pelos dois primeiros autores. Sugere-se, todavia, que estes valores não sejam alterados. Ainda nesta aba, o usuário deve selecionar quais coeficientes de ponderação devem ser considerados na equação de Dutra (2014).

Na aba **Influência do diâmetro**, não existem campos que devem ser alterados pelo usuário (nesta aba são calculados os valores necessários para a geração dos gráficos Resistência da conexão x Diâmetro do pino de concreto).

Finalmente, na aba **Verificação da Viga Mista**, é realizada a verificação do elemento cujas propriedades foram informadas nas abas anteriores, com base na escolha de uma equação para previsão da resistência da conexão. O usuário pode, ainda, escolher algum esquema estrutural típico (de uma lista pré-existente) para que a planilha calcule quais os carregamentos na viga que correspondem ao limite elástico da seção mista e ao momento resistente da mesma, e quais os deslocamentos verticais (supondo regime elástico) que correspondem a estes carregamentos.

Notas do autor:

1 - Talvez seja de interesse, em alguma versão futura, adicionar abas para o cálculo da resistência de outros conectores (stud, e U laminado, por exemplo) e inserir, na aba **Verificação da Viga Mista** que estes outros conectores sejam utilizados na verificação.

2 - Deve-se tomar muito cuidado ao realizar qualquer modificação nesta planilha. Algumas células possuem formulação dependente de programação e não teriam seus valores atualizados caso outras células (correspondentes a determinadas grandezas) mudem de posição.

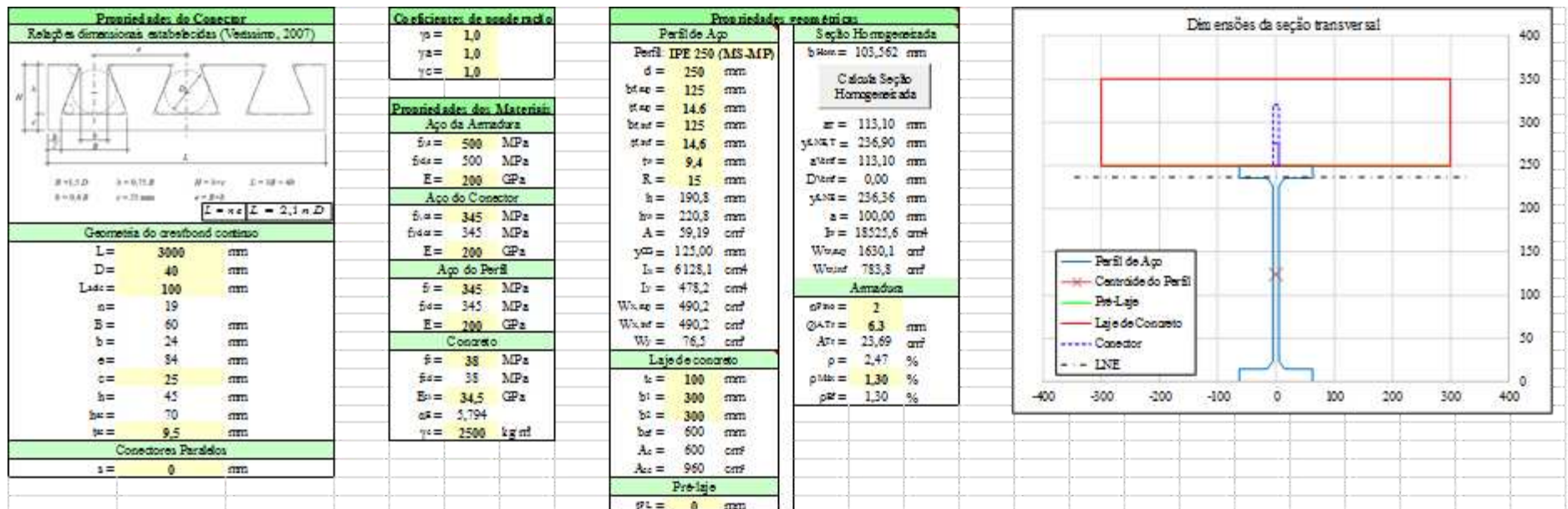


Figura A-1. Planilha auxiliar seção 1 – Informações gerais.

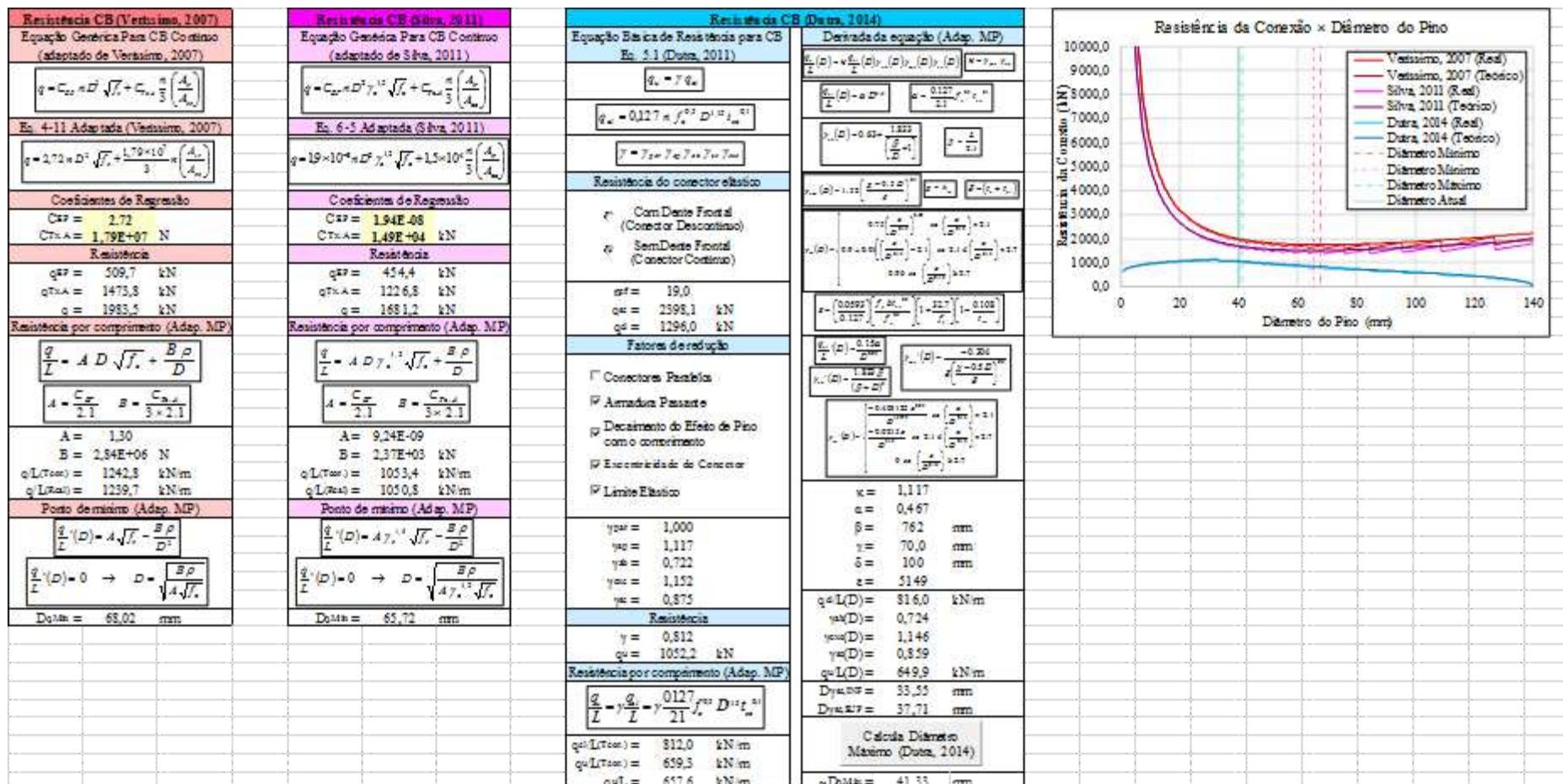


Figura A-2. Planilha auxiliar seção 2 – Resistência do Crestbond.

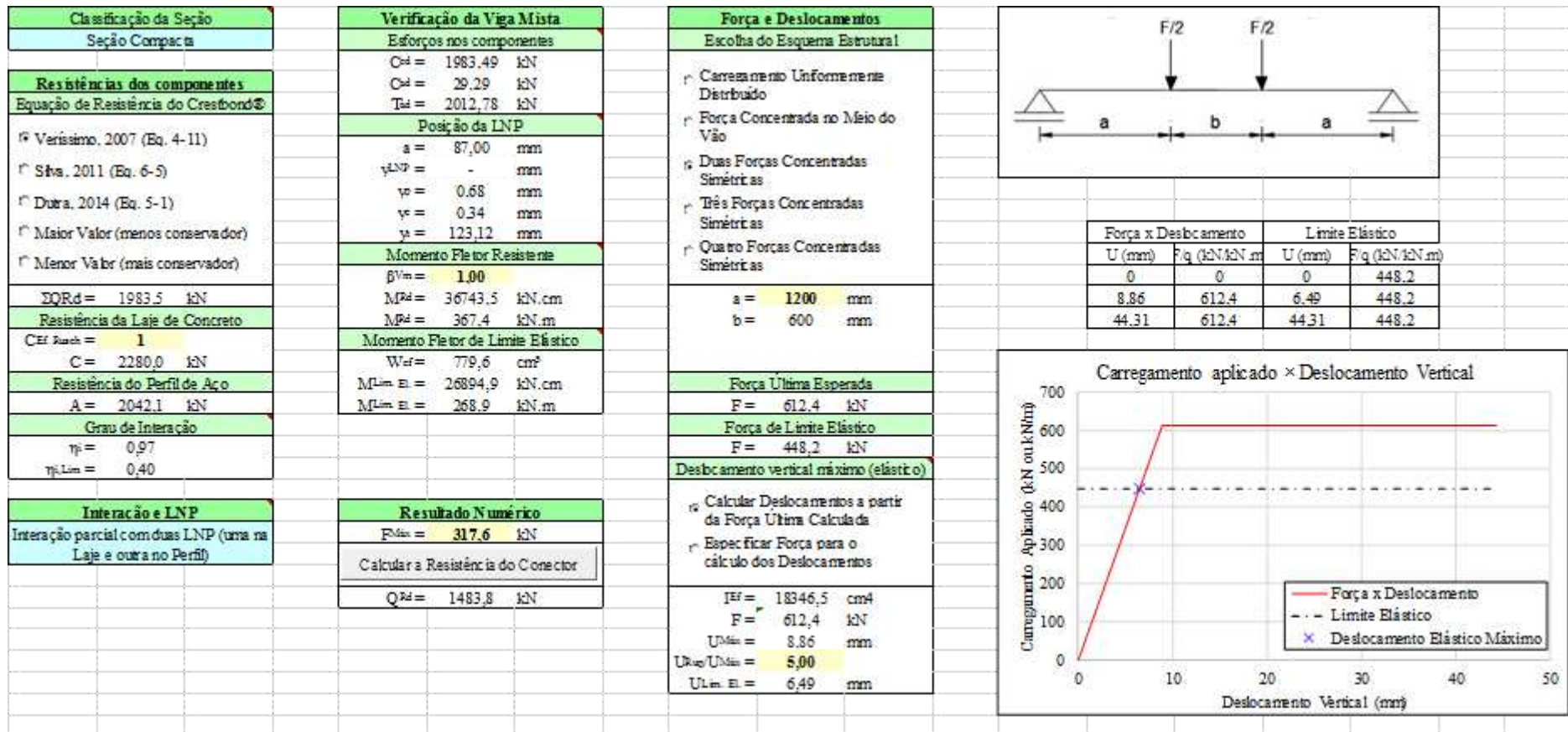


Figura A-3. Planilha auxiliar seção 3 – Verificação da viga mista e estimativa da resistência do conector a partir da simulação numérica.