

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

Ariany Cardoso Pereira

**ESTUDO NUMÉRICO DOS CONECTORES CRESTBOND EM PILARES MISTOS  
TUBULARES CIRCULARES DE SEÇÃO ESBELTA**

Belo Horizonte

**2020**

Ariany Cardoso Pereira

**ESTUDO NUMÉRICO DOS CONECTORES CRESTBOND EM PILARES MISTOS  
ESBELTOS**

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

Área de concentração: Estruturas Metálicas e Mistas

Orientador: Prof.Dr. Rodrigo Barreto Caldas

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2020

P436e

Pereira, Ariany Cardoso.

Estudo numérico dos conectores Crestbond em pilares com seção tubular circular esbelta preenchida com concreto [recurso eletrônico] / Ariany Cardoso Pereira. - 2020.

1 recurso online (107 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Rodrigo Barreto Caldas.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Anexos: f. 97-107.

Inclui bibliografia.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Conectores de cisalhamento - Teses. 3. Análise numérica - Teses. 4. Colunas de concreto - Teses. I. Caldas, Rodrigo Barreto. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 624(043)

ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS Nº: 372 da aluna **Ariany Cardoso Pereira**.

Às **15h30** horas do dia **28** do mês de **fevereiro** de **2020**, reuniu-se, na Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, a Comissão Examinadora indicada pelo Colegiado do Programa em **11 de fevereiro de 2020**, para julgar a defesa da Dissertação de Mestrado intitulada "**Estudo Numérico dos Conectores Crestbond em Pilares com Seção Tubular Circular Esbelta Preenchida com Concreto**", cuja aprovação é um dos requisitos para a obtenção do Grau de MESTRE EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS na área de .

Abrindo a sessão, o Presidente da Comissão, **Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas**, após dar a conhecer aos presentes o teor das Normas Regulamentares passou a palavra à candidata para apresentação de seu trabalho. Seguiu-se a arguição pelos examinadores, com a respectiva defesa da candidata. Logo após, a Comissão se reuniu, sem a presença da candidata e do público, para julgamento e expedição do resultado final. Foram atribuídas as seguintes indicações:

(Aprov./Repr.)

**Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas - DEES - UFMG (Orientador)** Aprovado  
**Profa. Dra. Ana Lydia Reis de Castro e Silva - DEES-UFMG** Aprovado  
**Prof. Dr. Renata Gomes Lanna da Silva - CEFET-MG** aprovado

Pelas indicações acima, a candidata foi considerada Aprovada, conforme pareceres em anexo.

O resultado final foi comunicado publicamente à candidata pelo Presidente da Comissão.

Nada mais havendo a tratar, o Presidente encerrou a reunião e lavrou a presente ATA, que será assinada por todos os membros participantes da Comissão Examinadora. Belo Horizonte, 28 de fevereiro de 2020.

*Rodrigu Barreto Caldas*  
*Ana Lydia Reis de Castro e Silva*  
*Renata Gomes Lanna da Silva*

Observações:

- 1) A aprovação da candidata na defesa da Dissertação de Mestrado não significa que a mesma tenha cumprido todos os requisitos necessários para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas;
- 2) Este documento não terá validade sem a assinatura e carimbo do Coordenador do Programa de Pós-Graduação.

## RESUMO

PEREIRA, A. C. **Estudo numérico dos conectores Crestbond em pilares mistos esbeltos.** 2020. 125 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2020.

Os pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) podem ter a seção transversal classificada em função da esbeltez local do perfil tubular como sendo: esbelta, semicompacta ou compacta. Apesar de serem encontrados modelos de cálculo para a determinação da força axial resistente, a transferência de forças vindas das vigas conectadas nesses pilares ainda dispõe de poucas soluções e estudos. Este trabalho tem como objetivo apresentar o processo de desenvolvimento e validação de um modelo numérico para simular o comportamento dos conectores Crestbond aplicados a (PMPC) de seção tubular esbelta. Essa é uma nova aplicação para conectores deste tipo e para tanto foi realizado um conjunto de experimentos com o objetivo de ampliar o banco de dados utilizado na validação e aplicação de um modelo numérico desenvolvido em trabalhos anteriores. Após definido o modelo numérico, que pode ser utilizado para o estudo e projeto da transferência de força em pilares de seção esbelta utilizando conectores em chapa conhecidos como *composite dowels*, realizou-se um estudo de sensibilidade dos parâmetros mais relevantes. Por fim, verificou-se que a esbeltez da seção é o que governa o comportamento da conexão, independentemente dos parâmetros que se está avaliando, e que as características geométricas e mecânicas do conector são pontos fundamentais a serem observados na definição de um conector de cisalhamento eficiente para aplicação em pilares mistos preenchidos com concreto.

**Palavras-chave:** Crestbond; PMPC; Conectores de Cisalhamento; Análise Numérica.

## ***ABSTRACT***

**PEREIRA, A. C.. Numerical Study of Crestbond connectors applied in concrete-filled steel tube columns** 2020. 125 p. Dissertation (M.Sc. in Structural Engineering) – Department of Structural Engineering, School of Engineering, Federal University of Minas Gerais. Belo Horizonte, 2020.

Concrete-filled steel tube (CFST) columns cross section can be classified according to the local slenderness of the steel tubular profile as slender, semi-compact or compact. Although the analytical models determine the axial resistance force, there is still little research and solutions available about the force transfer mechanisms between CFST columns and beams. This study aims to present the development and validation of a numerical model to simulate the behavior of Crestbond connectors applied to slender CFST columns. For this purpose, experiments were carried out to expand the database used for the validation and application of a numerical model developed in previous works. After defining the numerical model, which can be used for the study and design for force transfer in slender columns with sheet metal connectors, known as composite dowels, a sensitivity study of the most relevant parameters was carried out. Finally, it was found that the slenderness of section governed the connection's behavior, regardless of the parameters being evaluated, and that the geometric and mechanical characteristics of the connector are fundamental points to be observed in the definition of a most efficient shear connector for application in concrete filled steel tube columns.

**Keywords:** *Crestbond;; CFSC; Shear connectors; Numerical Analysis.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC): (a) PMPC com armadura interna e (b) PMPC sem armadura interna. ....	19
Figura 1.2 – Capacidade resistente do PMPC (HAN <i>et al.</i> , 2014).....	20
Figura 1.3 – Conector Crestbond com prolongamento para ligação com as vigas (CALDAS <i>et al.</i> , 2010).....	24
Figura 2.1 – Configuração de ensaio de alguns dos modelos analisados por Cardoso (2018) (dimensões em mm) .....	29
Figura 2.2 – Ilustração do dispositivo de ensaio de cisalhamento na posição de aplicação de carga (dimensões em mm) (Santos 2018).....	30
Figura 2.3 – Distribuição das tensões no PMPC durante o carregamento. (Johansson e Gylltoft, 2002) .....	32
Figura 2.4 – Efeito de confinamento em PMPC: (a) PMPC com seção circular; (b) PMPC com seção retangular (Oliveira et al.,2010).....	33
Figura 2.5 – Curvas típicas de tensão versus deformação para o concreto confinado com $f_c = 41$ MPa: (a) PMPC com seções circulares; (b) PMPC com seções quadradas (Han et al., 2001).....	33
Figura 2.6 – Introdução de forças em PMPC através do prolongamento de chapas single plate: (a) ilustração de ligações entre vigas de aço e PMPC; (b) corte lateral em PMPC e introdução de forças; (c) corte transversal abaixo das chapas single plate prolongadas e ilustração da área de concreto carregada e confinada (Cardoso, 2018).....	34
Figura 2.7 – Carregamento aplicado sobre o tubo de aço em um PMPC: (a) Interação completa entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, (b) tubo de aço resistindo isoladamente ao carregamento imposto. (CARDOSO, 2018).....	37
Figura 2.8 – Mecanismos da aderência natural: (a) adesão química; (b) aderência mecânica ou fricção; (c) atrito. (Johansson, 2003 <i>apud</i> Silva, 2006).....	37
Figura 2.9 – (a) Detalhes do conector pino com cabeça, (b) Detalhes do conector Crestbond (Veríssimo, 2007). ....	38
Figura 2.10 – Classificação dos conectores (Chaves, 2009) .....	39
Figura 2.11 – Representação esquemática dos componentes na conexão com conectores em chapa.....	40
Figura 2.12 – Diferentes geometrias de conectores em chapa: a) Perfobond; b) Kombi; c) Puzzle-Shaped; d) Clothoidal-Shaped; e) Crestbond (Heinemeyer, 2011; Cardoso, 2018).....	41

Figura 2.13 – Geometria do conector Crestbond (Veríssimo, 2007).....	42
Figura 2.14 – Modos de falha da conexão mista: (a) cisalhamento do concreto; (b) <i>pry-out</i> ; (c) a falha do aço do conector. (Gallwoszus et al., 2015). .....	43
Figura 2.15 – Representação da falha por <i>pry-out</i> em uma laje de espessura reduzida. (Classen e Herbrand, 2015). .....	44
Figura 2.16 – (a) Representação da falha por cisalhamento do aço do conector (KOPP et al., 2018); (b) falha do aço de um conector <i>Puzzle-Shaped</i> (LORENC et al., 2014). .....	45
Figura 2.17 – Características de um ensaio push-out típico com conector stud, segundo a EN 1994-1-1:2004 <i>apud</i> Veríssimo (2007). .....	46
Figura 2.18 – Diagrama força versus tempo de ensaio em ensaios de cisalhamento (Adaptado de Cardoso, 2018). .....	46
Figura 3.1 – Desenho esquemático da configuração de ensaio de Cardoso (2018). .....	50
Figura 3.2 – Desenho esquemático da configuração de ensaio de Santos (2018). .....	51
Figura 3.3 – Representações esquemáticas da configuração dos modelos de Santos (2018)...	52
Figura 3.4 – Força (kN) x Deslizamento Relativo (mm) dos modelos experimentais. ....	54
Figura 3.5 – Visão geral dos modelos numéricos: A, B, C, D, E e F. ....	55
Figura 3.6 – Elemento de Malha: C3D8 (SIMULIA, 2011). .....	56
Figura 3.7 – Malha de elementos finitos dos modelos numéricos. ....	57
Figura 3.8 – Partições e malha de elementos finitos adotados nos modelos numéricos. ....	58
Figura 3.9 – Vista em perspectiva dos pares de contato dos modelos numéricos: (a) Tubo-Concreto; (b) Crestbond-Concreto; (c) Conector-Tubo. ....	59
Figura 3.10 – Condições de contorno dos modelos numéricos. ....	60
Figura 3.11 – Ponto de introdução dos deslocamentos e aquisição dos resultados do modelo numérico. ....	61
Figura 3.12 – Curva tensão de compressão versus deformação para um concreto com $f_{cm} = 42,2$ MPa (Cardoso, 2018). .....	62
Figura 3.13 – Curva tensão ( $\sigma$ ) versus abertura de fissuras ( $W_c$ ) proposto por Tahmasebinia et. al (2013). .....	64
Figura 3.14 – Curva tensão versus deformação nominal do aço (Cardoso, 2018). .....	66
Figura 3.15 – Curvas numéricas e experimentais: Modelo C e Modelo E. ....	67
Figura 3.16 – Modelo C na configuração deformada: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio. ....	68
Figura 3.17 – Modelo E na configuração deformada: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio. ....	68

Figura 3.18 – Modelo C na configuração deformada: representação do padrão de fissuração. .....	69
Figura 3.19 – Modelo E na configuração deformada: representação do padrão de fissuração.	69
Figura 3.20 – Mudança nas condições de contorno: (a) Modelo original (com mola), (b) Modelo modificado (sem mola). .....	71
Figura 3.21 – Curvas experimentais e numéricas com mola e sem mola: Modelo C e Modelo E.....	71
Figura 3.22 – Transição da geometria: (a) Modelo original (1/2), (b) Modelo modificado (1/4). .....	72
Figura 3.23 – Curvas experimentais e numéricas com mola, sem mola (1/2) e sem mola (1/4): Modelo C e Modelo E. ....	73
Figura 4.1 – Nomenclatura dos modelos numéricos. ....	76
Figura 4.2 – Modelo numérico padrão. ....	76
Figura 4.3 – Limites para classificação dos PMPC em função da esbeltez local da seção para perfil tubular de aço com $f_y = 250$ Mpa e $E = 200$ GPa. ....	78
Figura 4.4 – Seção transversal dos modelos numéricos do estudo com dimensões (diâmetro x espessura) em mm: (a) 400x1,75 (b)400x3, (c)400x4.5, (d)600x3, (e)600x4,5.....	78
Figura 4.5 – Comparação da influência da esbeltez para modelos de 400 mm de diâmetro e espessuras diferentes.....	79
Figura 4.6 – Comparação da influência do diâmetro em modelo com seção de mesma esbeltez: (a) $f_c = 30$ MPa e (b) $f_c = 50$ MPa.....	81
Figura 4.7 – Curvas de força versus deslocamento para o concreto confinado com $f_c = 30$ MPa. ....	82
Figura 4.8 – Curvas de força versus deslocamento para o concreto confinado com $f_c = 50$ MPa. ....	82
Figura 4.9 – Comparação entre as curvas de força versus deslocamento lateral do modelo mais esbelto e do compacto: (a) $f_c = 30$ MPa e (b) $f_c = 50$ MPa.....	83
Figura 4.10 – Saída do conector, representação do fim da análise: (a) o modelo esbelto M2D_400x1.75-C30-2CR350; (b) . modelo compacto M2D_400x4.5-C30-2CR350.....	84
Figura 4.11 – Modelos do estudo de sensibilidade do número de <i>dowels</i> de aço no conector: (a) Modelo padrão com dois <i>dowels</i> de aço; (b) Modelo com três <i>dowels</i> de aço. ....	85
Figura 4.12 – Comparação entre os modelos numéricos com dois e três <i>dowels</i> de aço no conector, para concreto com $f_c = 30$ MPa.....	85
Figura 4.11 – Comparação entre os modelos numéricos com dois e três <i>dowels</i> de aço no conector, para concreto com $f_c = 50$ MPa.....	86

Figura 4.14 –Modelo M2D_400x1.75-C50-2CR350: (a) Solicitação no conector e (b) dano no concreto. ....	88
Figura 4.15 – Comparação entre a solicitação do conector para os modelos numéricos 400x1.75 com $f_c = 30$ MPa: (a) com três <i>dowels</i> de aço e (b) com dois e três <i>dowels</i> de aço. ....	88
Figura 4.16 –Dano no concreto para para os modelos numéricos 400x1.75 com $f_c = 30$ MPa: (a) modelos numéricos com três <i>dowels</i> de aço e (b) modelos numéricos com dois <i>dowels</i> de aço.....	89
Figura 4.17 – Comparação entre a solicitação do conector para os modelos numéricos 400x4.5 com $f_c = 30$ MPa: (a) com três <i>dowels</i> de aço e (b) com dois e três <i>dowels</i> de aço. ....	89
Figura 4.18 – Altura do conector Crestbond, medidas em mm. ....	91
Figura 4.19 – Modelo com conector em chapa plana.....	91
Figura 4.20 – Curvas força <i>versus</i> deslocamento relativo dos modelos numéricos com conectores em chapa plana. ....	92
Figura 4.17 – Modelo numérico com quatro conectores na seção .....	94
Figura 4.18 – Curvas força <i>versus</i> deslocamento relativo dos modelos numéricos com dois e quatro conectores na seção. ....	94
Figura 4.23 – Dano a compressão no concreto nos modelos numéricos: (a) com quatro conectores na seção e (b) com dois conectores na seção.....	95
Figura 4.24 – Estudo de sensibilidade quanto a variação da resistência à compressão do concreto. ....	97
Figura 4.25 – Variação da resistência à compressão do concreto: modelos com conector em chapa.....	99
Figura 4.26 – Variação da resistência ao escoamento do aço: modelos com $f_c = 30$ MPa. ....	100
Figura 4.27 – Variação da resistência ao escoamento do aço: modelos com $f_c = 50$ MPa. ....	101
Figura 4.28 – Variação da resistência ao escoamento do aço do conector: modelos com conectores em chapa plana. ....	102
Figura A.1 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo A: calibração e testes de sensibilidade. ....	115
Figura A.2 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo B: calibração e testes de sensibilidade. ....	116
Figura A.3 – Comparação da configuração deformada do Modelo B: experimental x numérico .....	117
Figura A.4 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo D: calibração e testes de sensibilidade. ....	118

Figura A.5 – Comparação da configuração deformada do Modelo D: experimental x numérico .....	119
Figura A.6 - Curva de força <i>versus</i> deslizamento do modelo F: calibração e testes de sensibilidade. ....	119
Figura A.5 – Comparação da configuração deformada do Modelo F: experimental x numérico .....	120
Figura B.1 – Comparação entre as curvas do aço no resultado do modelo M2D_400x1.75-2CR350 para $f_c = 30$ MPa e $f_c = 50$ MPa.....	121
Figura B.2 – Comparação entre as curvas do aço no resultado do modelo M2D_400x3-2CR350 para $f_c = 30$ MPa e $f_c = 50$ MPa.....	122
Figura B.3 – Comparação entre as curvas do aço no resultado do modelo M3D_400x1.75-2CR350 para $f_c = 30$ MPa e $f_c = 50$ MPa.....	123
Figura B.4 – Comparação entre as curvas do aço no resultado do modelo M3D_400x1.75-2CR350 para $f_c = 30$ MPa e $f_c = 50$ MPa.....	123
Figura C.1 – Comparação da influência da esbeltez para modelos de 400 mm de diâmetro com três <i>dowels</i> de aço e espessuras diferentes: $f_c = 30$ MPa e $f_c = 50$ MPa. ....	124

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Classificação dos PMPC em função da esbeltez local segundo a norma americana ANSI/AISC 360-16. ....	35
Tabela 2.2. Valores máximos de esbeltez da seção tubular para PMPC segundo a norma europeia EN 1994-1-1: 2004 com $f_y$ em N/mm <sup>2</sup> . ....	36
Tabela 3-1 – Configuração dos modelos experimentais.....	53
Tabela 3-2 – Valores de força e deslizamento extraídos dos ensaios.....	54
Tabela 3.3 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais: Modelo C .....	67
Tabela 3.4 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais: Modelo E .....	68
Tabela 3.4 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo C.....	71
Tabela 3.5 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo E .....	72
Tabela 3-5 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)): Modelo C .....	73
Tabela 3-6 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)): Modelo C .....	73
Tabela 4.1. – Variações propostas para o estudo de sensibilidade dos parâmetros.....	77
Tabela 4.2. – Classificação das seções em dos PMPC avaliados em função da esbeltez local	78
Tabela 4.3. – Análise comparativa sobre a influência da esbeltez nos modelos analisados ....	80
Tabela 4.4. – Análise comparativa sobre a influência do diâmetro em modelos de mesma esbeltez .....	81
Tabela 4.5. – Definição do fator de confinamento ( $\xi$ ) para os modelos com Crestbond com dois <i>dowels</i> de aço. ....	83
Tabela 4.6. – Resultados dos modelos numéricos com dois e três <i>dowels</i> de aço no conector, para concreto com $f_c = 30$ MPa. ....	86
Tabela 4.7. – Resultados dos modelos numéricos com dois e três <i>dowels</i> de aço no conector, para concreto com $f_c = 50$ MPa. ....	87
Tabela 4.8. – Estimativa da força resistida por cada <i>dowel</i> de aço e frontal.....	90
Tabela 4.9. – Influência da presença de <i>dowels</i> no conector.....	92
Tabela 4.10. – Estimativa da força resistida por cada <i>dowel</i> de aço e frontal.....	93

Tabela 4.11. – Análise comparativa da força máxima no modelos com dois e quatro conectores na seção. ....	95
Tabela 4.12. – Análise comparativa da força máxima no modelos quando se varia o $f_c$ do concreto. ....	96
Tabela 4.13. – Análise comparativa da força a 5mm de deslizamento no modelos quando se varia o $f_c$ do concreto. ....	98
Tabela 4.14. – Curvas força <i>versus</i> deslocamento para modelos numéricos com a chapa estendida para modelos em que se varia o $f_c$ do concreto. ....	99
Tabela 4.15. – Estudo de sensibilidade da variação da resistência ao escoamento do aço: modelos com $f_c = 30$ MPa. ....	100
Tabela 4.16. – Estudo de sensibilidade da variação da resistência ao escoamento do aço: modelos com $f_c = 50$ MPa. ....	101
Tabela 4.17. – Estudo de sensibilidade da variação da resistência ao escoamento do aço: modelos com conectores em chaa plana. ....	103
Tabela A.1. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo A. ....	116
Tabela A.2. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)): Modelo A. ....	116
Tabela A.1. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo B. ....	117
Tabela A.2. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)): Modelo B. ....	117
Tabela A.5. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo D. ....	118
Tabela A.6. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)): Modelo D. ....	118
Tabela A.7. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo F. ....	119
Tabela A.8. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)): Modelo F. ....	120
Tabela B.1. – Comparação entre os resultados EPE e EPP para modelos 2D. ....	122
Tabela B.2. – Comparação entre os resultados EPE e EPP para modelos 3D. ....	122
Tabela C.1 – Análise comparativa sobre a influência da esbeltez nos modelos analisados. ....	125

# LISTA DE SÍMBOLOS

## Letras romanas minúsculas

$c_o$	cobertura superior de concreto
$c_u$	Altura da base do conector ou cobertura inferior de concreto
$d$	Diâmetro de um perfil tubular circular ou comprimento dos lados de um perfil tubular quadrado
$e_x$	Fator de repetição geométrica do conector entre <i>dowels</i>
$f_c$	Resistência à compressão do concreto
$f_{cc}$	Resistência à compressão do concreto confinado
$f_{cd}$	Resistência de cálculo do concreto não confinado
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{cm}$	Resistência à compressão média do concreto
$f_{ct}$	Resistência à tração do concreto
$f_{ctm}$	Resistência à tração média do concreto
$f_u$	Resistência à ruptura do aço
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$f_{yd}$	Resistência de cálculo ao escoamento do tubo de aço
$f_{yr}$	Resistência ao escoamento das armaduras
$f_{yr}$	Resistência ao escoamento do aço das barras de armaduras
$hd$	Altura do <i>dowel</i> de aço
$h_{po}$	Altura do cone de ruptura do concreto devido ao <i>pry-out</i>
$h_{sc}$	Altura total do conector
$k_{sc}$	Rigidez do conector de cisalhamento
$q_{d,po}$	Força analítica para a falha do conector devido ao <i>pry-out</i> (força por conector normalizada pelo número de <i>dowels</i> )
$q_{d,sh}$	Força analítica para a falha do conector devido ao cisalhamento do concreto (força por conector normalizada pelo número de <i>dowels</i> )
$q_{d,st}$	Força analítica para a falha do aço do conector (força por conector normalizada pelo número de <i>dowels</i> )
$q_{Frontal}$	Força que a região frontal de conectores <i>composite dowels</i> resiste ao cisalhamento do concreto
$q_{sc}$	Força máxima por conector
$q_{sc,po}$	Força analítica para a falha do conector devido ao <i>pry-out</i>
$q_{sc,sh}$	Força analítica para a falha do conector devido ao cisalhamento do concreto
$q_{sc,st}$	Força analítica para a falha do aço do conector
$s$	Tensão de <i>von Mises</i>
$t$	Espessa do perfil tubular
$t_{sc}$	Espessura do conector
$t_{sc}$	Espessura da chapa do conector
$w_c$	Abertura de fissura crítica do concreto

## Letras romanas maiúsculas

$A_a$	Área da seção transversal do perfil tubular
$A_b$	Área total das seções das barras de armaduras passante em um comprimento $e_x$
$A_c$	Área da seção transversal do núcleo de concreto
$A_{c0}$	Área de concreto carregada abaixo de dispositivos para introdução de forças
$A_D$	Área do <i>dowel</i> de concreto
$A_{D,i}$	Área efetiva de concreto
$A_{sc}$	Área da seção transversal do conector de cisalhamento
CA	Concreto armado
$D$	Diâmetro de um pilar com seção circular; diâmetro do círculo inscrito no <i>dowel</i> de concreto
$D_c$	Variável de dano à compressão no concreto
$D_t$	Variável de dano à compressão no concreto

$E_a$	Módulo de elasticidade do aço
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$K$	Segundo invariante de tensão no meridiano de compressão (parâmetro de entrada no modelo constitutivo do concreto no programa Abaqus)
$N$	Número de dowels de aço
$P$	Força aplicada
$R_p$	Coefficiente para consideração da posição do conector
U1,U2 e U3	Graus de liberdade translacionais nos nós dos elementos nas direções globais x, y, e z, respectivamente
$U_z$	Deslocamento controlado
$X$	Razão entre as deformações $\varepsilon_{cl}$ e $\varepsilon_{cc}$

## Letras gregas minúsculas

$\alpha_{c,l}$	Considerado igual a 0,85 para fins de dimensionamento em pilares mistos preenchidos com concreto
$\alpha$	Grau de interação dos conectores
$\alpha_u$	Parâmetro que expressa a influência do tubo de aço sobre as tensões laterais de confinamento sobre o núcleo de concreto
$\beta$	Fator que representa a razão entre o carregamento aplicado nas chapas de ligação sobre o carregamento total aplicado na estrutura
$\epsilon$	Excentricidade (parâmetro de entrada no modelo constitutivo do concreto no programa Abaqus)
$\varepsilon_c$	Deformação de compressão no concreto
$\varepsilon_{cl}$	Deformação do concreto correspondente à $f_c$
$\varepsilon_y$	Deformação que corresponde à resistência $f_y$
$\eta_{cl}$	Coefficiente que considera o acréscimo de resistência do concreto devido ao seu confinamento
$\eta_D$	Fator de redução ligado a geometria de conector composite <i>dowels</i> utilizado no dimensionamento quando o estado-limite é cisalhamento do concreto
$\eta_D$	Fator que ligado a geometria do conector <i>composite dowels</i> , o qual é empregado para a verificação sobre a falha dos <i>dowels</i> de concreto por cisalhamento
$\eta_F$	Fator que contém as características mecânicas e geométricas da região frontal de um conector composite <i>dowels</i> e sendo utilizado no dimensionamento quando o estado-limite é cisalhamento do concreto
$\eta_S$	Fator utilizado para dimensionamento de conectores composite <i>dowels</i> quando o estado-limite é a falha do aço do conector
$\eta_S$	Fator que ligado a geometria do conector <i>composite dowels</i> , o qual é empregado para a verificação sobre a falha dos <i>dowels</i> de aço
$\lambda$	Índice de esbeltez da seção transversal
$\lambda_p$	Valor máximo de índice de esbeltez referente a seções compactas
$\lambda_r$	Valor máximo de índice de esbeltez referente a seções semicompactas
$\mu$	Coefficiente de atrito estático
$\mu_{vis}$	Viscosidade (parâmetro de entrada no modelo constitutivo do concreto no programa Abaqus)
$\xi$	Fator de confinamento
$\rho_D$	Parâmetro que expressa o acréscimo de resistência do cisalhamento dos <i>dowels</i> de concreto devido à presença de barras de armaduras passantes
$\rho_{D,i}$	Parâmetro que expressa o acréscimo de resistência do <i>pry-out</i> devido à presença de barras de armaduras
$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	Razão entre as resistências à compressão do concreto nos estados biaxial e uniaxial (parâmetro de entrada no modelo constitutivo do concreto no programa Abaqus)
$\sigma_c$	Tensão de compressão no concreto
$\sigma_{c,Rd}$	Resistência de cálculo do concreto confinado
$\sigma_p$	Carregamento distribuído de compressão
$\sigma_t$	Tensão de tração no concreto
$\tau$	Tensão de cisalhamento
$\tau_{Rd}$	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo
$\tau_{Sd}$	Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo
$\nu$	Coefficiente de Poisson do concreto
$\chi_x$	Fator de redução utilizado para dimensionamento de conectores composite <i>dowels</i> quando o estado-

$\psi$  limite é o *pry-out*  
Ângulo de dilatação (parâmetro de entrada no modelo constitutivo do concreto no programa Abaqus)

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ABNT	Associação Brasileira De Normas Técnicas
ANSI	American National Standards Institute
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
AWS	<i>American Welding Society</i>
DAMAGEC	Dano a compressão no concreto
DT	Transdutor de deslocamento
EUROCODE	Comitê Europeu de Normatização
EN	European Committee for Standardization
PEEQ	Deformações plásticas equivalentes
PMPC	Pilares mistos preenchidos com concreto
SCR	Conector constituído por chapas sem recortes
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>19</b>
1.1	Considerações Iniciais	19
1.2	Objetivos	22
1.2.1	Objetivo Geral	22
1.2.2	Objetivos Específicos	22
1.3	Justificativa e Relevância do Tema	23
1.4	Organização do Texto	26
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>27</b>
2.1	Generalidades	27
2.2	Breve Histórico de Análises Realizadas	27
2.3	Efeitos do confinamento no PMPC	31
2.4	Esbeltez local do tubo (D/t)	35
2.5	Interação aço-concreto	36
2.6	Conectores de Cisalhamento	38
2.6.1	Conectores em Chapa	39
2.6.2	Modos de falha em Conectores em Chapa	42
2.7	Ensaio de cisalhamento	45
<b>3</b>	<b>DESENVOLVIMENTO E VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO</b>	<b>48</b>
3.1	Considerações Iniciais	48
3.2	Programa Experimental	49
3.2.1	PMPC de seção compacta	50
3.2.2	PMPC de seção esbelta	50
3.3	Modelo de Elementos Finitos	55
3.3.1	Generalidades	55
3.3.2	Malha de Elementos Finitos	56
3.3.3	Condições de Contorno	59
3.3.4	Aplicação dos deslocamentos e aquisição de dados	60
3.3.5	Modelo Constitutivo do Concreto	61
3.4	Validação do Modelo Numérico e Análise dos Resultados	66
3.4.1	Generalidades	66
3.5	Transição da geometria do modelo	70
3.5.1	Teste de sensibilidade da rigidez da chapa de travamento	70
3.5.2	Teste de sensibilidade da transição para dupla simetria	72

<b>4</b>	<b>ESTUDO DA SENSIBILIDADE DE PARÂMETROS .....</b>	<b>75</b>
4.1	Considerações iniciais .....	75
4.2	Descrição dos modelos .....	75
4.3	Variação dos parâmetros geométricos .....	77
4.3.1	Esbeltez.....	77
4.3.2	Conector .....	84
4.4	Variação dos parâmetros materiais .....	96
4.4.1	Resistência do concreto .....	96
4.4.2	Resistência do conector .....	99
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>104</b>
5.1	Sugestões para Trabalhos Futuros .....	106
	<b>RERERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>108</b>
<b>A</b>	<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>115</b>
A.1	Modelo A .....	115
A.2	Modelo B .....	116
A.3	Modelo D .....	118
A.4	Modelo F.....	119
<b>B</b>	<b>APÊNDICE B .....</b>	<b>121</b>
B.1	Exemplos com 400mm de diâmetro e dois <i>dowels</i> de aço no conector.....	121
B.2	Exemplos com 400mm de diâmetro e três <i>dowels</i> de aço no conector.....	122
<b>C</b>	<b>APÊNDICE C .....</b>	<b>124</b>



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Iniciais

Os pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) são elementos estruturais compostos por um perfil tubular externo de aço e um núcleo de concreto, podendo este ser armado ou não, conforme a Figura 1.1.

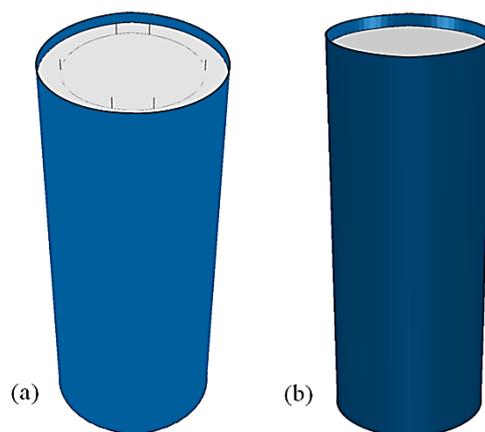


Figura 1.1 – Pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC): (a) PMPC com armadura interna e (b) PMPC sem armadura interna.

O PMPC combina as vantagens da ductilidade, geralmente associadas a estruturas de aço, com a rigidez de um sistema estrutural de concreto, e essa interação entre os elementos que compõe a seção mista faz com que esse tipo de pilar apresente capacidade resistente superior à suportada pelo perfil tubular de aço e do concreto quando aplicados separadamente, ver Figura 1.2.

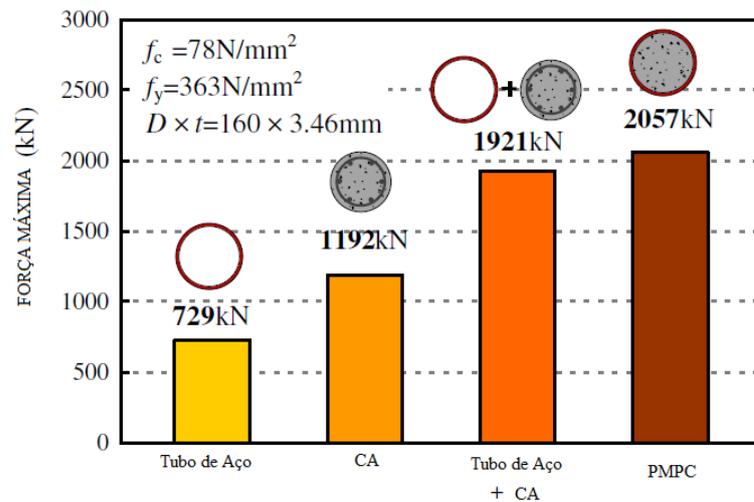


Figura 1.2 – Capacidade resistente do PMPC (HAN *et al.*, 2014).

O comportamento apresentado na Figura 1.2 ocorre, dentre outros motivos, devido ao efeito de confinamento do concreto, proveniente da restrição lateral provocado pelo tubo de aço, que por sua vez, pode variar de acordo com a esbeltez local da seção mista.

Os pilares mistos preenchidos com concreto podem ter a seção transversal classificada em função da esbeltez local do perfil tubular como sendo: esbelta, semicompacta ou compacta. No entanto, apesar de serem encontrados modelos de cálculo para a determinação da força axial resistente, a transferência de forças vindas das vigas conectadas nesses pilares ainda dispõe de poucas soluções e estudos.

Quando essas forças não são absorvidas, na proporção adequada, pelos dois materiais (aço e concreto) que compõem a seção do PMPC, o comportamento misto do elemento e todas as vantagens que este poderia oferecer ficam comprometidos.

A interação ou a repartição da força entre os dois componentes pode ser garantida pela aderência e atrito, entretanto, quando as cargas são elevadas é necessário que se utilizem dispositivos mecânicos para a realização desse trabalho, como os conectores de cisalhamento.

Dada essa necessidade e o êxito da aplicação de conectores de cisalhamento em chapa de aço como mecanismo de transferência de esforços em PMPC de seção circular, este trabalho tem como objetivo apresentar o processo de desenvolvimento e validação de um modelo numérico para simular o comportamento dos conectores Crestbond aplicados a PMPC de seção circular esbelta. Essa é uma nova aplicação para conectores deste tipo e para tanto foi realizado um conjunto de experimentos com o objetivo de ampliar o banco de dados utilizado na validação e aplicação de um modelo numérico desenvolvido em trabalhos anteriores, a fim de analisar, por meio de um estudo de sensibilidade dos parâmetros, as particularidades da aplicação desse tipo de conector em PMPC de seção esbelta.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

Nesta perspectiva, o presente trabalho tem por objetivo realizar um estudo numérico a partir do estudo de Cardoso (2018) abrangendo as análises experimentais de Santos (2018), a fim de investigar o comportamento do conector Crestbond quando utilizado como dispositivo de transferência de força em PMPC de seção esbelta circular.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos deste trabalho consistem em:

- Efetuar uma revisão geral da literatura sobre o comportamento de conectores em chapa;
- Desenvolver um modelo numérico no programa de elementos finitos ABAQUS, com base em modelos numéricos anteriores, capaz de reproduzir as análises experimentais realizadas por Santos (2018);
- Realizar um estudo da sensibilidade dos parâmetros, a fim de avaliar a influência dos principais parâmetros geométricos e mecânicos no comportamento do conector Crestbond na transferência de forças em pilares mistos preenchidos.

### 1.3 Justificativa e Relevância do Tema

A competitividade e aplicabilidade dos pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) estão associadas à interação entre o perfil tubular de aço e o núcleo de concreto que compõem o elemento misto e à dificuldade de conectá-los as vigas. Desta forma, quando a tensão de cisalhamento solicitante excede a resistência de aderência natural entre o perfil de aço e o núcleo de concreto, surge a necessidade de se adotar dispositivos mecânicos como conectores de cisalhamento. Dentre os dispositivos normatizados pela ABNT NBR 8800:2008, tem-se os conectores pino com cabeça (*stud bolts*) e pela ABNT NBR 16239:2013, tem-se os parafusos. Diversas pesquisas sobre a transferência de força através desses conectores já foram realizadas entre as quais se podem citar De Nardin e El Debs (2018) e Santos *et al.* (2019)

O comportamento dos pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) também é influenciado pela esbeltez local da seção mista ( $\lambda$ ), uma vez que é função da razão entre o diâmetro do perfil tubular circular (ou lado, para seções tubulares retangulares) e a espessura do perfil (Zeghiche e Chaoui, 2005; Oliveira, 2008; Lu *et al.*, 2019). A norma americana AISC 360-16 classifica os PMPC em função da esbeltez local da seção transversal. Segundo essa norma pode-se classificar a seção transversal como sendo: esbelta, semicomcompacta ou compacta, fornecendo os modelos de cálculos para a determinação da força axial resistente dos mesmos. No entanto, a transferência de forças vindas das vigas conectadas nesses pilares ainda dispõe de poucas soluções e estudos.

De Nardin e El Debs (2018) verificaram a contribuição do uso de *stud bolts*, como mecanismos de transferência de força, na resistência ao cisalhamento na interface aço-concreto de PMPC submetidos a testes *push-out*. Starossek *et al.* (2008a) e Cardoso (2014) avaliaram experimentalmente o modo de falha de PMPC utilizando parafusos como conectores de cisalhamento quando submetidos ao carregamento axial de compressão centrada, comprovando a eficiência de parafusos para tal aplicação. Os resultados experimentais de Cardoso (2014) serviram de base, posteriormente, para os estudos de Santos (2017) e Prates (2017). Santos (2017) propôs um novo modelo de cálculo para descrever o comportamento dos parafusos quando utilizados como conectores de cisalhamento em PMPC.

Prates (2017), por sua vez, estudou o comportamento do parafuso sextavado e rebite tubular com rosca interna, quando utilizados como conectores de cisalhamento em pilares compostos de perfis formados a frio preenchidos com concreto, uma solução simples e inovadora para esse tipo de ligação, eliminando pontos de solda. A transferência de forças na seção mista em PMPC por meio de parafusos também foi objeto de estudo de Neto e Sarmanho (2017) e Xavier *et al.* (2019). Younes *et al.* (2016) e Tao *et al.* (2018), avaliaram a transferência de forças em PMPC utilizando parafusos passantes submetidos à carregamento axial e cíclico, respectivamente. Apesar da diferença de aplicação da força, tanto Younes *et al.* (2015) quanto Tao *et al.* (2018) corroboraram a eficiência desse tipo de dispositivo como conector de cisalhamento em PMPC. Mais recentemente, Santos *et al.* (2020) desenvolveram um modelo numérico para simular o comportamento estrutural de parafusos aplicados como dispositivos de transferência de força em PMPC.

O conector Crestbond, estudado inicialmente para aplicação em vigas (VERÍSSIMO 2007), passou a ser testado como mecanismo de transferência de forças em PMPC, justificado pelo fato do Crestbond possuir uma geometria que possibilita compatibilização com a armadura interna do PMPC bem como pela possibilidade de parte projetada com maiores dimensões para funcionar como chapa de ligação viga-pilar (ver Figura 1.3).

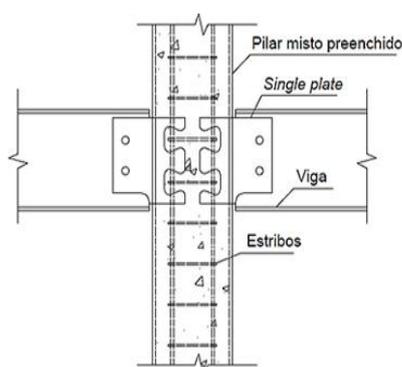


Figura 1.3 – Conector Crestbond com prolongamento para ligação com as vigas (CALDAS *et al.*, 2010).

Diferentes estudos realizados por um grupo de pesquisadores na Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) confirmaram a eficiência do conector Crestbond para ser utilizado como dispositivo de transferência de forças nos PMPC de seção compacta (CALDAS *et al.*, 2010; AGUIAR, 2015; CARDOSO, 2018).

Após comprovada a eficiência do conector Crestbond na aplicação em PMPC, tanto o comportamento do conector Crestbond quanto da seção mista passaram a ser avaliados de maneiras específicas. Neste contexto, reforça-se a importância do desenvolvimento e validação de um modelo numérico para o estudo de transferência de força em pilares mistos esbeltos com o conector Crestbond, bem como avaliar importantes parâmetros que influenciam o comportamento da conexão.

## 1.4 Organização do Texto

Neste Capítulo 1 são apresentadas informações introdutórias ao tema, os objetivos, a justificativa e relevância do presente estudo.

O Capítulo 2, trata de uma revisão bibliográfica, elaborando um breve histórico dos estudos já realizados e que se referem ao tema, além de abordar tópicos essenciais à compreensão do objeto de estudo proposto e seus aspectos mais relevantes, como: o efeito do confinamento do concreto em PMPC; análises sobre a esbeltez local do perfil tubular; descrição dos meios de interação aço-concreto; o comportamento dos conectores de cisalhamento, tendo como enfoque principal o Crestbond e demais geometrias de conectores *composite dowels* que são usualmente empregadas e procedimentos do ensaio de cisalhamento padronizado.

No Capítulo 3 são apresentados os procedimentos e critérios de modelagem adotados para definição de um modelo numérico capaz de representar o comportamento do conector Crestbond aplicado como dispositivo de transferência de forças em PMPC de seção esbelta. Neste capítulo, os estudos experimentais que serviram de base para o presente estudo foram descritos, demonstrou-se o processo de validação do modelo numérico e, por fim, esclareceram-se os testes de sensibilidade realizados e as conclusões deles obtidas.

No Capítulo 4 é realizado um estudo da sensibilidade dos parâmetros, onde buscou-se analisar a influência de parâmetros relevantes no comportamento do conector Crestbond como dispositivo de transferência de forças em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC). Ao longo deste capítulo foram apresentados os resultados e as discussões referentes as análises desenvolvidas.

No capítulo 5, as principais conclusões e sugestões para trabalhos futuros são apresentada e, por fim, no Capítulo 6 são disponibilizadas as referências bibliográficas citadas ao longo deste trabalho. Com o objetivo de conferir maior fluidez da leitura, algumas informações e estudos adicionais foram incluídos como apêndices ao texto. Nesta seção pós-texto são incluídos: análises complementares do procedimento de validação do modelo numérico (Apêndice A), investigações sobre a influência da curva do aço adotada (Apêndice B) e estudos complementares sobre a influência da variação da esbeltez nos modelos paramétricos (Apêndice C).

# 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Generalidades

Apresenta-se nesse capítulo uma síntese das principais pesquisas realizadas sobre aplicação de conector Crestbond em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC). Será descrita também uma revisão quanto ao comportamento mecânico do PMPC, para que se possam compreender posteriormente como alguns parâmetros relacionados a esse tipo de pilar influenciam nas análises da conexão mista. Por fim, é apresentado um resumo das formulações matemáticas necessárias para o desenvolvimento das avaliações quanto ao modo de falha do conector e da contribuição do efeito de confinamento do concreto à resistência do PMPC, incluindo algumas considerações normativas sobre o ensaio de cisalhamento utilizado para a obtenção dos dados necessários para tais análises.

### 2.2 Breve Histórico de Análises Realizadas

O projeto de pesquisa desenvolvido por Caldas *et al.* (2010) apresentou pela primeira vez a aplicação do conector Crestbond em PMPC. O objetivo do estudo, segundo os autores, era demonstrar a viabilidade do uso desse tipo de conector, inicialmente projetado para ser

utilizado em vigas mistas de aço e concreto, para a transferência de força em pilares tubulares de aço preenchidos com concreto. Os autores avaliaram experimentalmente modelos reduzidos de pilares mistos de seção circular. Os ensaios foram do tipo *push-out* e após avaliarem alguns modelos de quatro séries distintas de PMPC, concluíram que o uso do Crestbond como conector de cisalhamento em pilares mistos preenchidos com concreto era viável, ressaltando a necessidade da realização de estudos numéricos complementares e ajustes na equação proposta por Silva (2011) utilizada para previsão da carga última do conector quando este é aplicado à vigas.

Aguiar (2015) desenvolveu um modelo numérico capaz de representar os ensaios realizados por Caldas *et al.* (2010). A partir daí, o autor realizou comparações entre as curvas experimentais e numéricas obtidas com o objetivo de verificar a validade e precisão dos modelos elaborados no software Abaqus, para assim compreender o comportamento do Crestbond em PMPC. Os resultados se mostraram satisfatórios, sendo os modelos numéricos considerados como confiáveis. No entanto, o autor enfatizou a indispensabilidade de se realizar um estudo mais aprofundado sobre como as condições do concreto podem influenciar na rigidez da conexão, dado que a rigidez é um aspecto importante e necessário na avaliação do desempenho de um conector de cisalhamento.

Prado (2017) avaliou numericamente o comportamento dos conectores Crestbond e de Chapa Passante quando utilizados como dispositivos de transferência de carga em PMPC em situação de incêndio. O autor concluiu que os dois conectores tiveram comportamento térmico bem parecido e apresentou resultados que demonstram que a eficiência do conector Crestbond em casos de incêndio, mas afirma que ainda se faz necessário um estudo mais aprofundado sobre o assunto.

Cardoso (2018), por sua vez, realizou ensaios de cisalhamento e desenvolveu modelos numéricos para avaliar e representar o comportamento do conector Crestbond aplicado a PMPC de seções tubulares compactas (com esbelteza das seções limitada entre 34 a 40), em temperatura ambiente e de geometrias circulares e retangulares através de um ensaio de *push-out* adaptado. O estudo teve dentre outros objetivos, realizar comparações entre os conectores Crestbond e pinos com cabeça aplicados a pilares com ou sem armadura interna, com o intuito de verificar também a influência dessa armadura de reforço na capacidade resistente da conexão. Além disso, PMPC com concreto convencional e autodescendível foram avaliados. Outras variações também foram avaliadas experimentalmente como, por exemplo, a

quantidade de conectores Crestbond na seção e o número de dentes de aço dos conectores. As configurações do ensaio podem ser observadas na Figura 2.1.

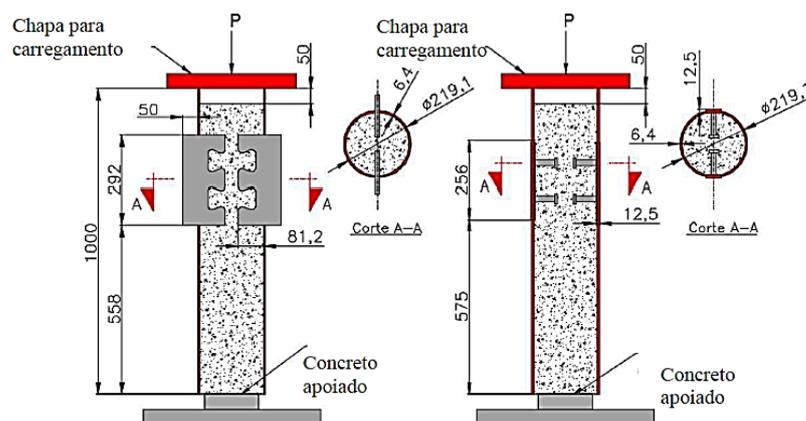


Figura 2.1 – Configuração de ensaio de alguns dos modelos analisados por Cardoso (2018) (dimensões em mm)

Como principais resultados de Cardoso (2018), podem-se citar:

- Devido à alta compactidade das seções dos modelos analisados, o modo de falha predominante ocorre nos componentes de aço do conector (falha do aço);
- Em seções quadradas ou retangulares, observou que os dentes de aço apresentavam comportamento idêntico ao que ocorre quando os conectores em chapa são aplicados em elementos de vigas mistas (situação de baixo confinamento);
- Validou a abordagem analítica da aprovação técnica alemã Z- 26.4-56 (2018)<sup>1</sup> para situações em que o conector em chapa é aplicado em PMPC. No entanto, propôs a inclusão de um fator de correção no modelo de cálculo quando há falha do aço do conector, fator este que avalia a restrição proporcionada pelo tubo ao conector;
- Verificou que a ausência de barras de armaduras ocasiona a redução drástica da ductilidade e da capacidade resistente nas aplicações em vigas e pouco influenciam nos pilares com as seções avaliadas.

Santos (2018), o mais recente dos trabalhos e ainda em andamento, apresentou em seu trabalho uma nova metodologia de ensaio para pilares mistos preenchidos com concreto, onde

<sup>1</sup> Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Der Verbunddübelreihe, No.Z-26.4-56, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2018.

a aplicação do carregamento se dava diretamente na chapa do conector Crestbond, ver Figura 2.2.

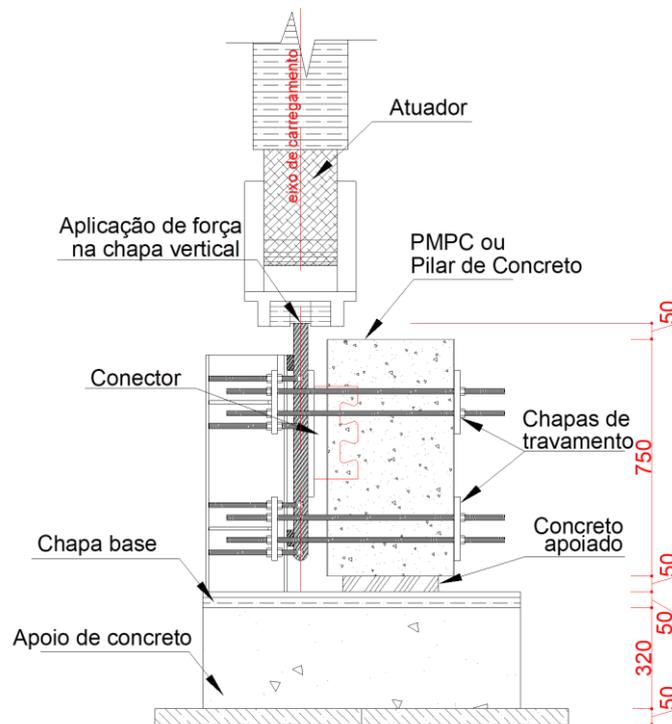


Figura 2.2 – Ilustração do dispositivo de ensaio de cisalhamento na posição de aplicação de carga (dimensões em mm) (Santos 2018).

A montagem do ensaio consistiu em manter na base dos pilares mistos somente o núcleo apoiado por uma chapa metálica, enquanto o tubo de aço permanecia livre para se deslocar em relação ao núcleo de concreto. A configuração de ensaio proposta pelo autor consistiu na aplicação de um carregamento alinhado ao eixo longitudinal da chapa vertical acoplada na chapa do conector Crestbond. Portanto, a chapa recebia a força incrementada pelo atuador e era responsável por transferir para o Crestbond.

Assim como no trabalho de Cardoso (2018), o processo de execução do ensaio de cisalhamento dos modelos de Santos (2018) foi realizado conforme as diretrizes do Anexo B da norma europeia EN 1994-1-1: 2004. Segundo essa norma, o ensaio de cisalhamento deve ser realizado em duas fases distintas e contínuas: a primeira fase consiste na aplicação de vinte e cinco ciclos de carga e descarga, variando entre 5% e 40% da carga máxima esperada;

a segunda fase consiste na aplicação do carregamento monotônico de maneira que a falha no elemento estrutural não ocorra em um tempo inferior a 15 minutos.

Diferentemente dos modelos de Cardoso (2018), a estimativa de forças nos modelos experimentais dos modelos caracterizados por Santos (2018) apresentou a predominância de falha por cisalhamento do concreto e ruptura por *pry-out*.

Além dos trabalhos apresentados que tratam especificamente da aplicação do conector Crestbond em pilares mistos preenchidos com concreto, muitos outros estudos abordando temas relevantes para presente pesquisa foram analisados a fim de compreender os fatores que influenciam o comportamento da conexão mista, como será possível observar nos itens que se seguem.

### **2.3 Efeitos do confinamento no PMPC**

Estudos sobre o efeito do confinamento em pilares mistos preenchidos com concreto tem mostrado que esse fenômeno pode aumentar a capacidade resistente e a ductilidade dos mesmos. No entanto, compreender como esse efeito atua e é considerado no dimensionamento de pilares mistos preenchidos com concreto é de suma importância.

Nos pilares mistos preenchidos com concreto, para valores baixos de carregamento, o aço apresenta uma deformação radial maior do que o concreto, por possuir um coeficiente de Poisson ( $\nu_a = 0,3$ ) mais elevado que o coeficiente de Poisson do concreto ( $\nu_c = 0,2$ ). Nesta etapa, o aço está submetido a tensões de compressão e o concreto está em fase de expansão, não havendo confinamento do concreto nessa situação (ver Figura 2.3a) (Shams e Saadeghvaziri, 1997; De Nardin e El Debs, 2000; Johansson e Gylltoft, 2002; Sakino, 2006; Cardoso, 2018).

No entanto, com o acréscimo da solicitação longitudinal, ao se atingir tensões no concreto próximas à sua resistência uniaxial à compressão, o processo de fissuração do concreto se intensifica. Neste momento, as deformações no concreto ultrapassam seu limite elástico e, assim, a razão entre as deformações ortogonais atinge um valor em torno elevado, fazendo com que ocorra uma expansão do concreto maior que a do tubo de aço, que por sua vez

restringe essa expansão do concreto gerando tensões de confinamento (Shams e Saadeghvaziri,1997; Susantha *et al.*,2001; Johansson e Gylltoft, 2002; Sakino *et al.*,2004). Como é possível verificar na Figura 2.3b.

Nessa fase, o concreto fica submetido a um estado triaxial de tensões, enquanto o perfil aço fica submetido a um estado biaxial. Em função desta situação, o tubo metálico tende a atingir sua resistência máxima (escoamento para seções compactas e semicompacta, ou flambagem local para seções esbeltas), não conseguindo suportar um carregamento maior e levando à um aumento de transferência de forças para o núcleo de concreto (Simões, 2008; Cardoso, 2018). Simões (2008) conclui que apesar do surgimento de uma tensão extra no tubo metálico que o deixa em um estado biaxial de tensões, efeito este negativo para o mesmo, o concreto acaba tendo como fator positivo o fato de estar em um estado triaxial de tensões, o que possibilita o aumento da capacidade resistente e ductilidade do pilar misto.

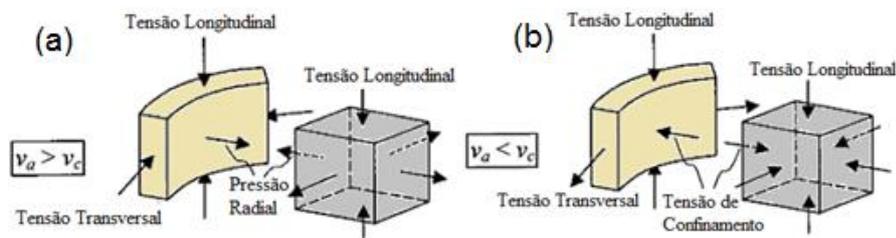


Figura 2.3 – Distribuição das tensões no PMPC durante o carregamento: (a) Expansão do concreto e compressão biaxial do tubo de aço (b) Estado triaxial de tensões no concreto devido a restrição lateral do tubo. (Johansson e Gylltoft, 2002)

Diversos estudos mostraram que somente PMPC de seção circular, diferentemente do PMPC de seção retangular, apresenta um aumento significativo de força axial de compressão resistente devido o confinamento do concreto, podendo citar as análises feitas por Sakino *et al.* (2004) e Fujimoto *et al.* (2004). Isso acontece porque os lados dos pilares de seção quadrada (ou retangular) não possuem rigidez suficiente pra resistir à pressão do concreto em expansão. Sendo assim, nesse tipo de seção, apenas o concreto na porção mais central e nos cantos ficam confinados, como pode ser observado na Figura 2.4.

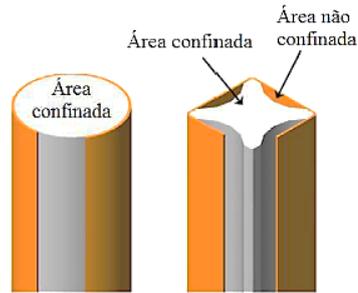


Figura 2.4 – Efeito de confinamento em PMPC: (a) PMPC com seção circular; (b) PMPC com seção retangular (Oliveira et al.,2010).

Han *et al* (2001) estabeleceram a partir de ensaios experimentais um fator de confinamento, conforme Equação (2.1), o coeficiente que visa avaliar o comportamento do PMPC através da relação entre a resistência ao escoamento do aço e a resistência à compressão do concreto.

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_c} \quad (2.1)$$

onde:  $A_s$  é a área da seção do tubo de aço;  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço;  $A_c$  é área da seção de concreto e  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto.

Nos gráficos da Figura 2.5 é possível observar a influência desse fator de confinamento e também da geometria da seção no comportamento do PMPC.

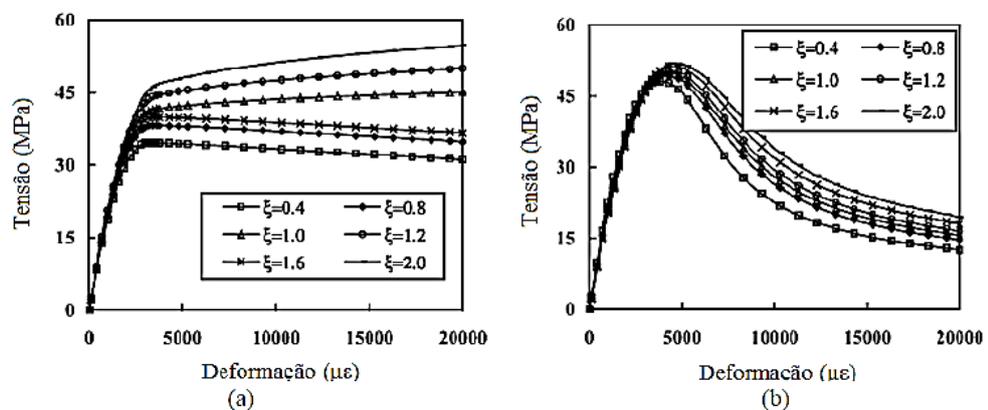


Figura 2.5 – Curvas típicas de tensão versus deformação para o concreto confinado com  $f_c = 41$  MPa: (a) PMPC com seções circulares; (b) PMPC com seções quadradas (Han et al., 2001).

Existem também situações na qual o concreto está sujeito a um confinamento parcial. Isso acontece quando o carregamento é aplicado sobre uma área muito pequena da seção de concreto. Nessa situação, a área não carregada restringe a expansão da área de concreto carregada, gerando uma região de confinamento localizado, ver Figura 2.6.

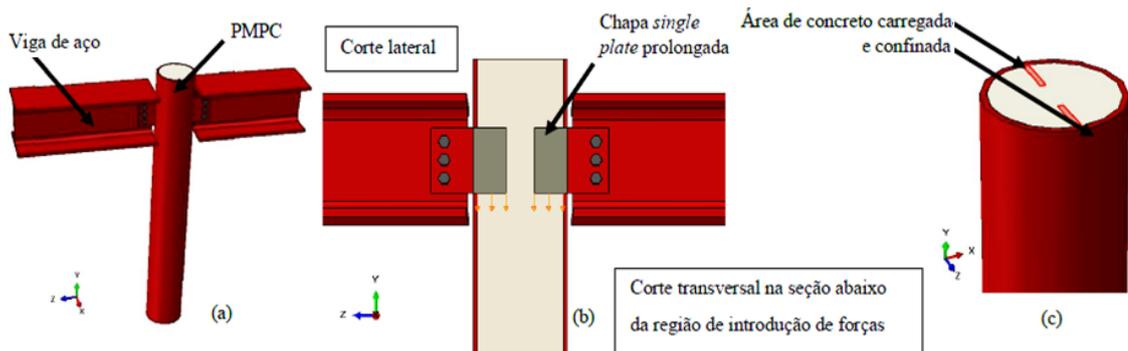


Figura 2.6 – Introdução de forças em PMPC através do prolongamento de chapas single plate: (a) ilustração de ligações entre vigas de aço e PMPC; (b) corte lateral em PMPC e introdução de forças; (c) corte transversal abaixo das chapas single plate prolongadas e ilustração da área de concreto carregada e confinada (Cardoso, 2018).

A EN 1994-1-1: 2004 apresenta um equacionamento, ver Equação (2.2), para obter a resistência de cálculo  $\sigma_{c,Rd}$  do concreto confinado em PMPC, onde considera os efeitos de confinamento global e o confinamento parcial da seção sobrepostos:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{CL} \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_{c0}}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_{c0}} \leq f_{yd} ; \frac{A_c}{A_{c0}} \leq 20 \quad (2.2)$$

onde:  $t$  = espessura do tubo de aço;  $A_c$  = área da seção transversal do núcleo de concreto;  $A_{c0}$  = área carregada abaixo de dispositivos para introdução de forças;  $\eta_{CL}$  = coeficiente relacionado ao confinamento do concreto e vale 4,9 para seções circulares e 3,5 para seções quadradas. Em que, segundo a norma, a relação  $A_c/A_{c0}$  não deve ser tomada com valor superior a 20.

Segundo Bonaldo (2001), o confinamento influi diretamente na capacidade resistente dos pilares mistos. Para a determinação do acréscimo de resistência dos PMPC gerado pelo efeito de confinamento, deverão ser levados em conta alguns fatores importantes como a espessura

das paredes dos tubos metálicos, as resistências dos materiais, o índice de esbeltez, a excentricidade do carregamento e a forma da seção transversal.

## 2.4 Esbeltez local do tubo (D/t)

De acordo com Vrcelj e Uy (2002) e Zeghiche e Chaoui (2005), o aumento da esbeltez local do PMPC reduz o efeito do confinamento e a capacidade resistente do pilar, por torná-lo mais susceptível ao efeito da flambagem local. Segundo Bridge e O'Shea (2000) e Uy (1998), a redução na espessura do tubo o torna mais vulnerável aos efeitos da instabilidade local da seção transversal. Essa mesma conclusão, sobre o comportamento da seção mista, foi mostrada na pesquisa experimental sobre a influência da resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ), da relação (L/D), da espessura do tubo de aço (t) e da forma de introdução do carregamento, realizada por Oliveira (2008). O autor observou que o modo de falha dos PMPC depende basicamente, da esbeltez global e local dos pilares.

A esbeltez local do tubo ( $\lambda$ ) é dada como a razão Diâmetro (D)/Espessura (t) para seções circulares e Maior Largura (b)/Espessura (t) para seções retangulares.

Segundo a norma americana ANSI/AISC 360-16, quando submetidos à compressão, os PMPC podem ser classificados como compactos, semicompactos ou esbeltos. Apresentando equações para cada tipo, ver Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Classificação dos PMPC em função da esbeltez local segundo a norma americana ANSI/AISC 360-16.

Perfil	$\lambda$	Compacta ( $\lambda \leq \lambda_p$ )	Semicompacta ( $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ )	Esbelta ( $\lambda_r < \lambda \leq \lambda_{máx}$ )
Retangular	$b / t$	$2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Circular	$D / t$	$\frac{0,15 E}{f_y}$	$\frac{0,19 E}{f_y}$	$\frac{0,31 E}{f_y}$

onde D o diâmetro do tubo de aço, t a espessura do tubo de aço, b a largura do tubo de aço, E o módulo de elasticidade longitudinal e  $f_y$  a resistência ao escoamento do aço.

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 adotou os mesmos critérios de classificação da norma americana para a definição da esbeltez local. No entanto, o dimensionamento dos pilares mistos na norma brasileira foi limitado aos de seção compacta. A norma europeia EN 1994-1-1: 2004, por sua vez, apresenta um equacionamento distinto das demais normas apresentadas (como mostra a Tabela 2.2) e se aproxima mais da classificação para seções compactas.

Tabela 2.2. Valores máximos de esbeltez da seção tubular para PMPC segundo a norma europeia EN 1994-1-1: 2004 com  $f_y$  em N/mm<sup>2</sup>.

Seção	$\lambda$	MÁXIMO	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Retangular	b / t	52 $\varepsilon$	
Circular	D / t	90 $\varepsilon^2$	

## 2.5 Interação aço-concreto

Pela norma brasileira ABNT NBR 8800/2008, uma das hipóteses básicas para garantia do comportamento misto do elemento: é a interação completa entre o aço e o concreto. Interação esta necessária para que haja a transferência das forças e o trabalho em conjunto entre os elementos de aço e concreto.

Segundo Starossek e Falah<sup>2</sup> (2008) *apud* Aguiar (2015), em ligações de PMPC com as vigas, geralmente a força não é transferida imediatamente para o concreto e sim para o tubo de aço, conforme Figura 2.7. Evidenciando, desta forma, a importância dos mecanismos de transferência de forças, pois não havendo uma transferência adequada o tubo pode absorver mais força que o previsto e exceder sua capacidade resistente.

<sup>2</sup> STAROSSEK, U.; FALAH, N (2008). Force transfer in concrete-filled steel tube columns. Proceedings, 5<sup>th</sup> European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2008, Graz, Austria, September 3-5.

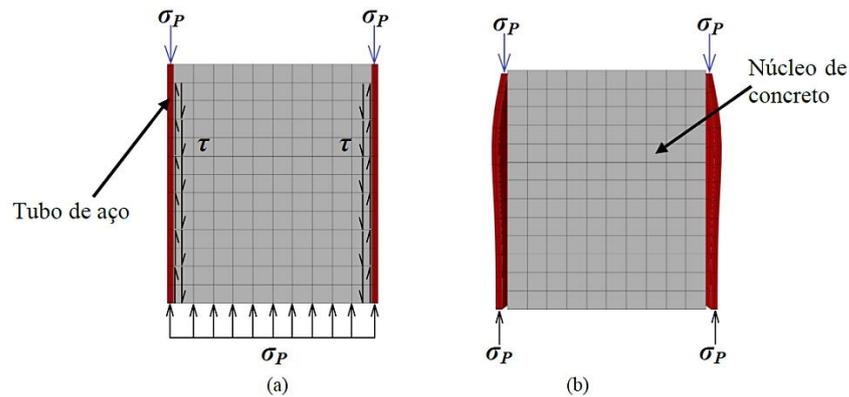


Figura 2.7 – Carregamento aplicado sobre o tubo de aço em um PMPC: (a) Interação completa entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, (b) tubo de aço resistindo isoladamente ao carregamento imposto. (CARDOSO, 2018)

Em pilares mistos preenchidos com concreto, a transferência das forças de cisalhamento na interface entre o aço e o concreto é governada por dois mecanismos distintos: a aderência natural e a interação mecânica.

A aderência natural atua por meio das condições físico-químicas da superfície do aço em contato com o concreto e se divide em três parcelas: a adesão química, a aderência mecânica e o atrito, como mostra a Figura 2.8. A ordem de grandeza da parcela de adesão é desprezível quando comparada às parcelas de atrito e mecânica, pois tais parcelas estão interligadas (Araújo, 2009). A principal característica deste mecanismo é a proporcionalidade da transferência da força aplicada em relação à força normal à superfície de atrito que, por sua vez, está relacionado ao grau de rugosidade da superfície de aço e à condição da interface, juntamente ao coeficiente de atrito relacionado à superfície em questão (Silva, 2006; Araújo 2009).

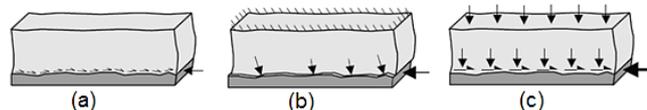


Figura 2.8 – Mecanismos da aderência natural: (a) adesão química; (b) aderência mecânica ou fricção; (c) atrito. (Johansson<sup>3</sup>, 2003 *apud* Silva, 2006).

<sup>3</sup> Johansson, M. (2003). Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns. *Steel and composite Structures*, v. 3(1), p. 47-64.

No entanto, a transferência de forças apenas por aderência e atrito pode não ser suficiente para evitar o deslizamento relativo excessivo entre os materiais na seção. De acordo com a EN 1994-1-1: 2004 e a ABNT NBR 8800:2008, os valores limites para a resistência ao cisalhamento na interface aço-concreto são iguais a 0,4 MPa para as seções retangulares e 0,55 MPa para as circulares. Desta forma, quando a tensão de cisalhamento solicitante excede esses valores, surge a necessidade de adotar dispositivos mecânicos como conectores de cisalhamento.

## 2.6 Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento se caracterizam por serem ligados ao perfil de aço, normalmente por meio de solda, antes da concretagem, e se projetarem para o interior do concreto (Cardoso, 2018). Dentre eles, podem-se citar os conectores pinos com cabeça (conhecidos como conectores *stud bolts*), ver Figura 2.9a e o conector em chapa desenvolvido no Brasil, Crestbond, ver Figura 2.9b.

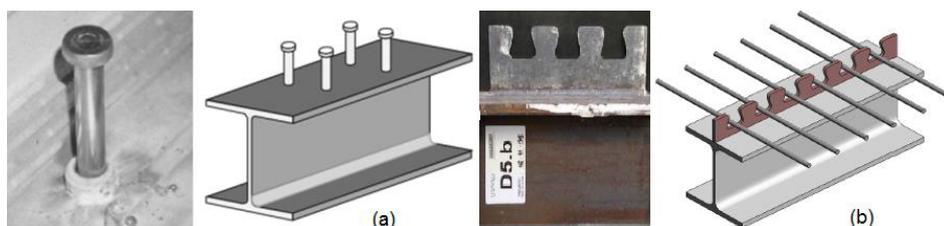


Figura 2.9 – (a) Detalhes do conector pino com cabeça, (b) Detalhes do conector Crestbond (Veríssimo, 2007).

A ductilidade é uma das principais características considerada na escolha do conector de cisalhamento mais adequado para cada tipo de solicitação e aplicação estrutural. Em geral, com relação à ductilidade, os conectores podem ser classificados em: rígidos e flexíveis. Essa rigidez é expressa pela relação entre a força no conector e o deslizamento relativo entre o aço e o concreto. Quando essa relação for grande, o conector é considerado rígido; quando for pequena, o conector é considerado flexível (Veríssimo, 2007; Araújo, 2009). A Figura 2.10 exemplifica o comportamento dos conectores quanto à ductilidade.

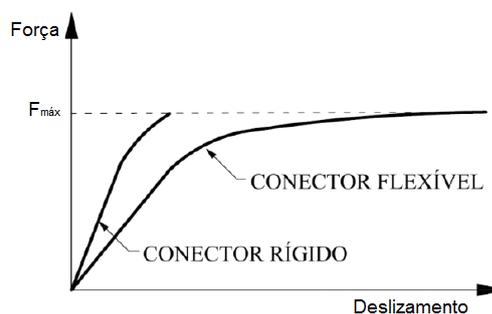


Figura 2.10 – Classificação dos conectores (Chaves, 2009)

Para Veríssimo (2007), o conector de cisalhamento ideal é aquele cujo comportamento é caracterizado por deslizamento nulo ou quase nulo em estado limite de serviço e, ductilidade adequada, em estado limite último. Isto é, um conector que seja rígido em condições de serviço e dúctil em estado limite último. E dentre os conectores de cisalhamento estudados que apresentam as particularidades citadas acima, tem-se os conectores em chapa.

### 2.6.1 Conectores em Chapa

Diante da desvantagem construtiva referente à instalação dos *studs bolts* na região interna dos PMPC e do baixo desempenho às solicitações de fadiga (para as aplicações em vigas), a partir da década de 80, diversas alternativas têm sido desenvolvidas utilizando conectores constituídos por chapas de aço recortadas, perfuradas, contínuas ou descontínuas, conhecidos internacionalmente como *composite dowels* por apresentarem componentes de aço e de concreto e pelo fato dos mecanismos de falha nesses dois elementos governarem o comportamento desse tipo de conexão de cisalhamento, ver Figura 2.11. Os resultados que foram sendo obtidos demonstraram que esse tipo de conector apresentava alta rigidez inicial e capacidade de sofrer grandes deformações antes de se romper. Além disso, a área de influência dos conectores em chapa possibilitava a mobilização de um volume maior de concreto, quando comparados aos *studs*, influenciando positivamente no mecanismo de transferência das forças cisalhantes e no aumento da força máxima aplicada.



Figura 2.11 – Representação esquemática dos componentes na conexão com conectores em chapa.

O primeiro conector em chapa foi desenvolvido por LEONHARDT *et al.* (1987) como solução para vigas mistas em uma ponte ferroviária, sendo denominado como Perfobond. Essa geometria de conector é constituída por uma chapa de aço com aberturas circulares uniformemente espaçadas (Figura 2.12a). Realizados os primeiros ensaios, verificou-se que o modo de falha da conexão mista era determinado, principalmente, pela ruptura do concreto iniciada pelo esmagamento do concreto no interior do furo seguido por um cisalhamento em dois planos de corte paralelos às superfícies laterais do conector. Leonhardt *et al.* (1987) descreveram esse fenômeno e também o percurso das tensões que ocorreram na interface aço-concreto devido a conexão realizada pelo conector Perfobond. Apesar da boa resposta frente às solicitações cíclicas, o conector conferia dificuldades construtivas em relação à distribuição das armaduras na laje.

Diante da desvantagem apresentada pelo conector Perfobond, aproximadamente ao mesmo tempo, outro conector em chapa, nomeado de Kombi (Figura 2.12b), foi desenvolvido na Alemanha em 1989. Esse conector, por sua vez, consiste em uma chapa plana com recortes em forma de lágrima ou trapezoidal aberta para cima. Outras configurações para o conector Kombi foram estudadas por Wurzer (1997).

Zapfe (2001) deu continuidade aos estudos de Wurzer (1997) e apresentou importante contribuição para o estudo de novos *composite dowels*, isso porque o autor apontou e forneceu fórmulas empíricas para três modos de falhas no componente de concreto: esmagamento por compressão local, ruptura cônica e falha por cisalhamento. A falha do aço foi considerada também durante os programas de pesquisa relacionados à implementação de materiais de alta resistência em RWTH Aachen (2007)<sup>4</sup> *apud* Biegus e Lorenc (2014). A falha no aço já havia sido observada por Leonhardt *et al.* (1987) nos ensaios com Perfobond, no entanto, as aberturas do conector foram espaçadas de modo a garantir que a falha ocorresse preferencialmente no concreto (Lorenc *et al.*, 2014a).

<sup>4</sup> Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe, AiF 13867N, FOSTA P621, Abschlussbericht, RWTH Aachen 2007.

Em meados do ano de 2006, uma pesquisa internacional denominada Projeto PreCo-Beam<sup>5</sup>, financiada pelo *Research Fund for Coal and Steel*, acelerou o desenvolvimento de diferentes geometrias de *composite dowels* resistentes à fadiga fundamentadas teoricamente por estudos avançados em elementos finitos e formulações para projeto de conexões mistas foram estabelecidas (Biegus e Lorenc, 2014).

Atualmente, dentre as geometrias estudadas no contexto internacional, destacam-se os conectores *Puzzle-Shaped* e *Clothoidal-Shaped* (ver Figura 2-12c e Figura 2-12d, respectivamente), que têm sido utilizados em pontes na Alemanha, sendo, inclusive, já incorporadas em uma aprovação técnica alemã Z- 26.4-56 (2018). No Brasil, o conector Crestbond (Figura 2-12e) vem sendo bastante estudado, visando seu aprimoramento dimensional e definição do seu comportamento em condições distintas (Cardoso, 2018).

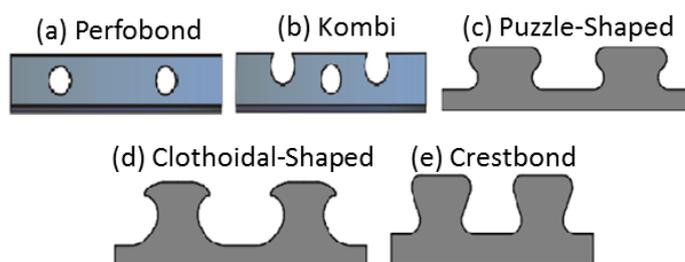


Figura 2.12 – Diferentes geometrias de conectores em chapa: a) Perfobond; b) Kombi; c) Puzzle-Shaped; d) Clothoidal-Shaped; e) Crestbond (Heinemeyer, 2011; Cardoso, 2018)

#### 2.6.1.1 Sobre o Conector Crestbond

O conector Crestbond (CR) foi desenvolvido por Veríssimo (2007) na Universidade Federal de Minas Gerais (Brasil) com apoio da Universidade do Minho (Portugal), para o uso em vigas mistas de aço e concreto (Oliveira *et al.*, 2013). O Crestbond pode ser caracterizado como um conector de cisalhamento constituído por chapa de aço com recortes regulares em forma de cristas com geometria trapezoidal, onde as dimensões do conector são especificadas

---

<sup>5</sup> Seidl G., E. Viefhues, J. Berthelley, I. Mangerig, R. Wagner, W. Lorenc, M. Kozuch, J.-M. Franssen, D. Janssen, J. Ikäheimonen, R. Lundmark, O. Hechler, N. Popa.: Research Fund for Coal and Steel, Contract N° RFSRCT-2006-00030. 01/07/2006 - 30/06/2009. PreCo-Beam: Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission, Final Report [to be published by EC], 2009.

em função do diâmetro de um círculo fictício inscrito nessas aberturas trapezoidais do Crestbond, ver Figura 2.13.

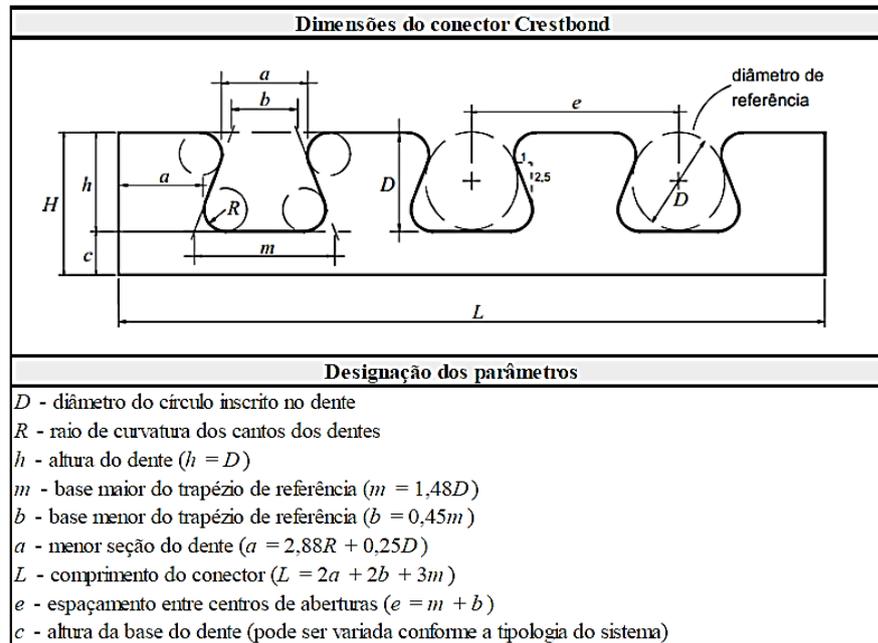


Figura 2.13 – Geometria do conector Crestbond (Veríssimo, 2007).

Segundo Veríssimo (2007) o Crestbond apresenta vantagens em relação a outros conectores, como: simplicidade e baixos custos de fabricação e instalação quando comparado a conectores usuais como os *stud bolts*; ductilidade superior à do conector Perfobond, mantendo o comportamento rígido em estado de serviço; reentrâncias na parte superior para facilitar a disposição das barras da armadura de reforço no concreto; desenho simétrico, permitindo maior produtividade na fabricação, possibilitando a obtenção de dois conectores a cada corte.

## 2.6.2 Modos de falha em Conectores em Chapa

Os conectores Crestbond, assim como os demais conectores em chapa, apresentam um comportamento rígido e dúctil, considerado como comportamento ideal para os conectores de cisalhamento (Veríssimo, 2007; Seidl *et al.*, 2013a; Seidl *et al.*, 2013b). Sendo assim, diante de tantas vantagens e possibilidades de aplicação desses conectores, é importante entender sobre os mecanismos de falhas que estes estão sujeitos.

De acordo com a aprovação técnica alemã Z- 26.4-56 (2018), os conectores em chapas são limitados a três possíveis modos de falha: cisalhamento do concreto, ruptura cônica do concreto por pry-out e falha do aço do conector, ver Figura 2.14.

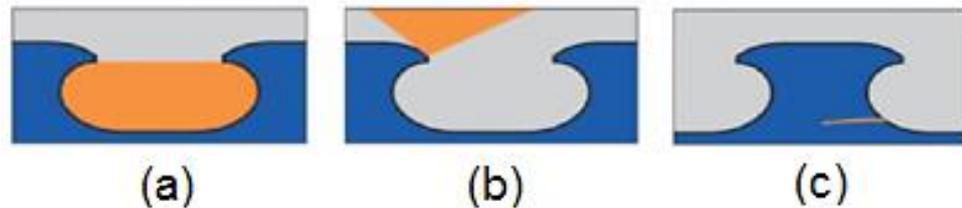


Figura 2.14 – Modos de falha da conexão mista: (a) cisalhamento do concreto; (b) *pry-out*; (c) a falha do aço do conector. (Gallwoszus et al., 2015).

#### 2.6.2.1 Cisalhamento do concreto

Feldmann *et al.* (2016) e Kopp *et al.* (2018) relataram que o cisalhamento do concreto é um modo de falha predominante nos conectores que possuem furos de pequenas aberturas com elevada espessura de chapa.

A capacidade da conexão ao cisalhamento do concreto, para cada trecho com comprimento  $e_x$  (fator de repetição geométrica) é dada pela Equação (2.3):

$$q_{d,sh} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_D) \quad (2.3)$$

onde  $\eta_D$  é um fator de redução ligado a geometria do conector (obtido por meio de regressão analítica, de modo que a razão média entre as forças máximas numéricas e analíticas seja igual a 1,0);  $\rho_D$  é o parâmetro que expressa o acréscimo de resistência do cisalhamento dos *dowels* de concreto devido à presença de barras de armaduras passantes no interior deles e é dado como  $\rho_D = (E_{rAb})/(E_{cmAD})$ ;  $E_r$  é o módulo de elasticidade da armadura transversal;  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto.

### 2.6.2.2 Ruptura do concreto por *pry-out*

Esse modo de falha é provocado por tensões transversais de tração que excedem a resistência à tração do concreto na superfície da laje de concreto (demonstração esquemática na Figura 2.15). De acordo com Feldmann *et al* (2016) e Classen *et al.* (2018), esse tipo de falha pode ocorrer acima ou abaixo do *dowel* de aço, a tendência é que o *pry-out* ocorra na direção de menor cobertura de concreto.

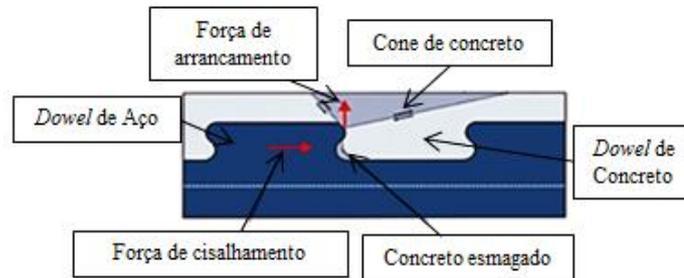


Figura 2.15 – Representação da falha por *pry-out* em uma laje de espessura reduzida. (Classen e Herbrand, 2015).

A capacidade resistente da conexão à falha por *pry-out*, para cada trecho com comprimento  $e_x$ , é definida pela Equação (2.4).

$$q_{d,po} = 90h_{po}^{1,5}\sqrt{f_{ck}}(1 + \rho_{D,i}) \quad (2.4)$$

onde  $h_{po} = \text{mín}(c_o + 0,07e_x; c_u + 0,13e_x)$ ;  $\rho_{D,i} = \frac{E_r A_{sf}}{E_{cm} A_{D,i}}$ ; onde  $c_o$  é a cobertura superior de concreto;  $c_u$  é a altura da base do conector ou cobertura inferior de concreto;  $A_{sf}$  é área total das seções das barras de armaduras em um comprimento  $e_x$  e  $A_{D,i}$  é área efetiva de concreto.

### 2.6.2.3 Falha do aço do conector

Feldmann *et al.* (2016) relataram que a falha do aço do conector pode ocorrer em chapas de pequenas espessuras constituídas por aço de baixa resistência ao escoamento. Esse modo de falha é causado por um mecanismo combinado de flexão e cisalhamento, levando a uma trinca horizontal no *dowel* de aço, conforme ilustra a Figura 2.16.

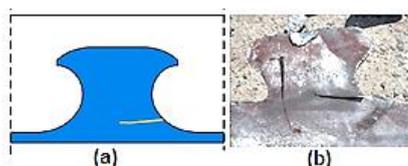


Figura 2.16 – (a) Representação da falha do aço do conector (Kopp et al., 2018); (b) falha do aço de um conector *Puzzle-Shaped* (Lorenc et al., 2014).

A aprovação técnica alemã Z-26.4-56 (2018) prescreve que a falha do aço do conector para um trecho de comprimento  $e_x$  é governada pela Equação (2.5). Menciona-se que  $\eta_s = 0,25$  é um fator específico aos parâmetros geométricos dos conectores de geometria aberta *Puzzle-Shaped* e *Clothoidal-Shaped* e que, segundo Cardoso (2018), também pode ser adotado para o conector *Crestbond* (Equação 2.6). Onde  $t_{sc}$  é a espessura da chapa do conector.

$$q_{cn,st} = \eta_s e_x t_{sc} f_y \quad (2.5)$$

## 2.7 Ensaio de cisalhamento

O comportamento dos conectores de cisalhamento pode ser definido pela ductilidade e capacidade resistente. No entanto, descrever analiticamente o comportamento de conectores de cisalhamento é de grande complexidade. Por esse motivo, é comum esses parâmetros serem obtidos por meio de curvas do tipo força *versus* deslizamento relativo entre o perfil de aço e o componente de concreto (laje ou núcleo de concreto em PMPC), traçadas a partir de resultados obtidos em ensaios de cisalhamento em modelos reduzidos.

Atualmente, o ensaio de cisalhamento mais adotado para a caracterização dos conectores de cisalhamento é o *Standard Push Test*, também conhecido como ensaio *push-out*, com seus

procedimentos definidos pela norma europeia para estruturas mistas (EN 1994-1-1: 2004). A configuração padrão do ensaio é apresentada na Figura 2.17, no entanto, segundo a norma, são permitidas adaptações desse ensaio, contanto que se garanta a representação adequada da solicitação dos conectores.

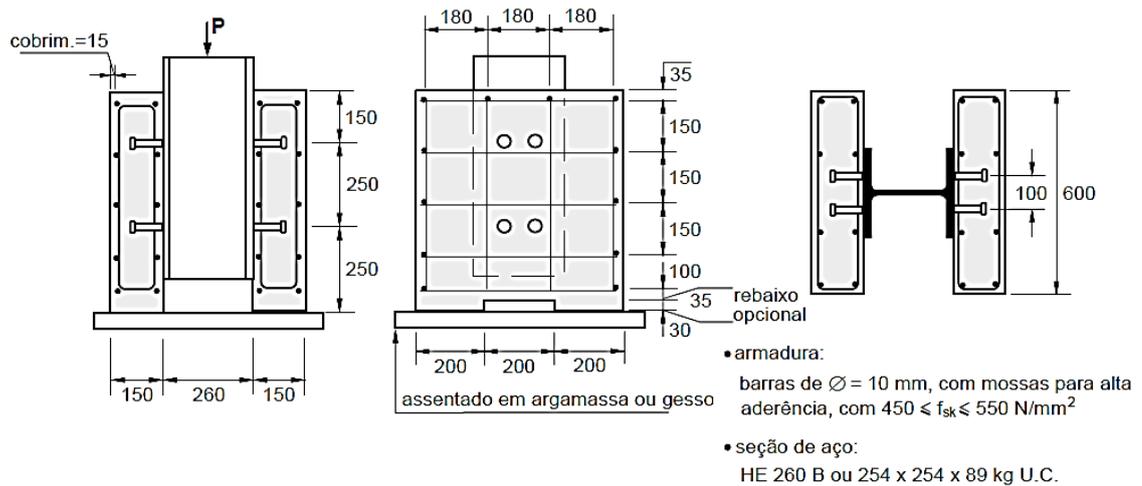


Figura 2.17 – Características de um ensaio push-out típico com conector stud, segundo a EN 1994-1-1:2004 apud Veríssimo (2007).

A aplicação do carregamento do ensaio também é padronizada e é dividido em duas etapas: uma primeira fase de carregamento cíclico e uma segunda fase com carregamento monotônico até o colapso estrutural, conforme a Figura 2.18.

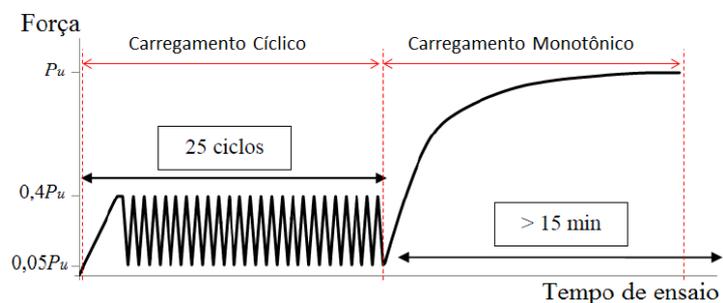


Figura 2.18 – Diagrama força versus tempo de ensaio em ensaios de cisalhamento (Adaptado de Cardoso, 2018).

Apesar desse tipo de ensaio ser recomendável quando se deseja avaliar conectores de cisalhamento empregados em vigas mistas de aço e concreto, a norma europeia prevê que ensaios de cisalhamento específicos possam ser realizados para demais elementos mistos, com

a condição de que estes sejam elaborados de modo coerente a configuração do modelo e que seja capaz de fornecer informações sobre as propriedades da conexão de cisalhamento necessária para o projeto de acordo com a EN 1994-1-1: 2004 (Santos *et al*, 2019).

Dentre as observações que se deve fazer na elaboração de um ensaio de cisalhamento é como a força de compressão será introduzida na seção mista, uma vez que dependendo do modo que a força é inserida pode culminar na separação entre os materiais ou numa mobilização do confinamento já nos primeiros estágios de carregamento.

Para Farias (2008), o grande problema dos ensaios do tipo *push out* em PMPC é a baixa representatividade do comportamento da aderência na região de introdução de forças, pelo fato de este comportamento ser influenciado, também, pela rotação da ligação, entre outros fatores. Dessa forma, apesar de ser fundamental um estudo experimental para avaliação de novos conectores de cisalhamento aplicados à PMPC, evidencia-se a grande importância de se realizar estudos numéricos complementares para mapear fenômenos não registrados pelos ensaios em laboratório.

# 3

## DESENVOLVIMENTO E VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

### 3.1 Considerações Iniciais

Estudos experimentais foram realizados por Santos (2018) para avaliar a influência da esbeltez do tubo sobre o comportamento mecânico do conector Crestbond quando aplicado como dispositivo de transferência de forças em PMC de seção esbelta e, devido à esbeltez, o autor observou variações no modo de falha da conexão, bem como o nível de confinamento do concreto e suas implicações.

No entanto, dentre as complexidades inerentes às análises experimentais de transferência de forças em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) através de conectores de cisalhamento, tem-se a dificuldade de obter os níveis de deformação e tensão nas regiões da conexão, associada à desvantagem do elevado custo que essas análises geram quando se faz necessário uma grande quantidade de ensaios.

Neste contexto, análises numéricas que utilizam como ferramenta o método dos elementos finitos (MEF) surgem como alternativas eficientes, pois permitem complementar os resultados experimentais, além de possibilitar a verificação de fenômenos que não se podem mensurar experimentalmente. Evidencia-se, desta forma, a importância de se desenvolver um modelo numérico representativo, validado e que responda bem às diferentes variações nos parâmetros do modelo, tais como geometria, materiais, interações entre componentes, entre outros.

Os resultados experimentais de Santos (2018) foram adotados no presente estudo com o objetivo de ampliar o banco de dados utilizado na validação e aplicação do modelo numérico desenvolvido por Cardoso (2018).

Assim sendo, este capítulo tem como objetivo apresentar o desenvolvimento e validação de um modelo numérico para o estudo de transferência de força em pilares mistos esbeltos com o conector Crestbond. Os modelos C e E foram escolhidos para ilustrar o procedimento de validação no corpo do texto, as análises dos demais modelos podem ser verificadas no Apêndice A.

Após a validação do modelo numérico, testes de sensibilidade foram realizados para diminuir as incertezas do modelo e reduzir o tempo de operação e o custo computacional das análises.

## 3.2 Programa Experimental

Foi realizado um conjunto de ensaios de cisalhamento com o objetivo de avaliar experimentalmente o comportamento do conector de cisalhamento Crestbond quando utilizados como dispositivos de transferência de força em pilares mistos preenchidos com concreto de seção tubular esbelta. A execução dos ensaios foi definida adaptando os procedimentos de ensaio de cisalhamento padrão (*push-test*) prescrito no Anexo B da norma europeia EN 1994-1-1: 2004.

Assim como nos experimentos de Cardoso (2018), o deslocamento do núcleo de concreto do PMPC foi restringido, enquanto o tubo de aço foi mantido livre para deslizar em relação ao concreto de seu interior. Além disso, aplicou-se desmoldante na superfície interna dos tubos de aço com o objetivo de minimizar o atrito na interface dos materiais, fazendo com que a força na seção fosse transmitida, majoritariamente, por meio dos conectores de cisalhamento Crestbond CR56b-R12<sup>6</sup>. O deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto foi medido por transdutores de deslocamento (DTs) fixados na vertical em posições estratégicas para captar deslocamentos lineares entre o tubo e o concreto. A partir das curvas

---

<sup>6</sup> Padrão geométrico do proposto por Verissimo.

força *versus* deslizamento relativo vertical, obtidas experimentalmente, foi possível desenvolver os modelos numéricos do presente estudo.

### 3.2.1 PMPC de seção compacta

No estudo de Cardoso (2018), os modelos de PMPC com conectores de cisalhamento Crestbond possuíam seções tubulares circulares compactas (esbeltez local limitada em  $34 \leq \lambda \leq 40$ ) e tinham a força aplicada no tubo de aço por meio de um conjunto de chapas (Figura 2-1). Os protótipos possuíam 100 cm de altura com uma folga de 5 cm entre o topo do núcleo de concreto e a chapa para aplicação de força do dispositivo de ensaio. As configurações do ensaio de cisalhamento podem ser observadas na Figura 3-1.

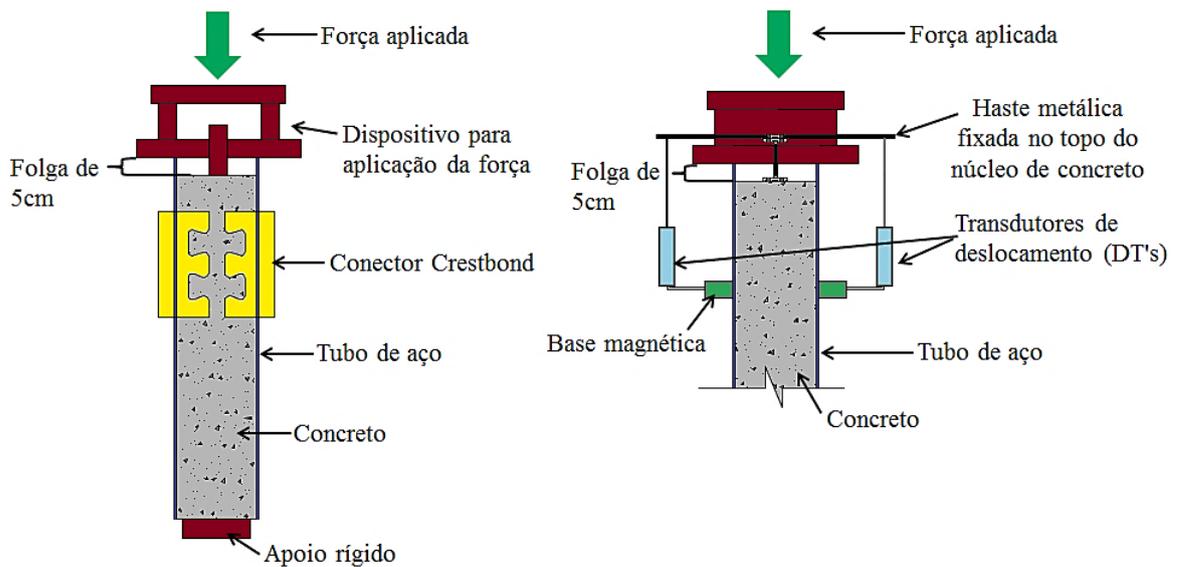


Figura 3.1 – Desenho esquemático da configuração de ensaio de Cardoso (2018).

### 3.2.2 PMPC de seção esbelta

Santos (2018) avaliou experimentalmente o comportamento do conector Crestbond aplicado a pilares mistos de seção esbelta (esbeltez igual a 153) e, devido à grande esbeltez local dos

tubos de aço, foi desenvolvida uma nova metodologia de ensaio de cisalhamento (SANTOS *et al.*, 2020). Nesse programa de ensaio, a força foi introduzida diretamente em uma chapa ligada ao conector Crestbond.

Os PMPC possuíam 75 cm de altura e foram travados por chapas rígidas o suficiente para evitar a rotação do modelo que possuía um Crestbond com dois dentes de aço (CR2D). As configurações do ensaio de cisalhamento podem ser observadas na Figura 3-2.

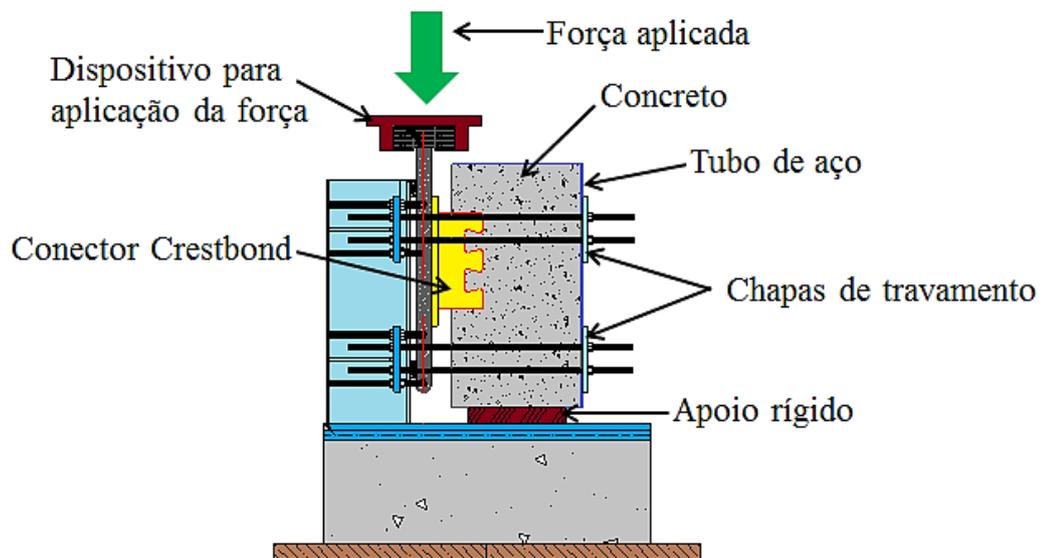


Figura 3.2 – Desenho esquemático da configuração de ensaio de Santos (2018).

Seis modelos distintos foram elaborados para serem ensaiados experimentalmente. O PMPC A possuía um Crestbond com dois dentes (dowels) de aço (CR2D) aplicado na seção e, diferentemente dos demais PMPC, apresentava reforço de armadura interna. No modelo B, foi utilizado um conector Crestbond com 3 dentes de aço e sua chapa foi estendida (CR3DE) com o objetivo de avaliar a influência que esse prolongamento possa ter na capacidade resistente do conector. Além disso, o primeiro dowel de aço foi isolado por meio de um elemento de rigidez desprezível (neste caso, um isopor).

Os modelos C, D e E, por sua vez, apresentavam as mesmas configurações geométricas. No entanto, os modelos C e D tiveram o último dowel de aço, de seus respectivos conectores, isolados, isso com o objetivo de desconsiderar a resistência frontal do dente de concreto imediatamente abaixo do dowel de aço isolado. A respeito dos conectores, estes foram os

responsáveis por diferenciar os modelos, uma vez que o modelo C possuía um Crestbond com três dentes de aço (CR3D) e o modelo D e E, um Crestbond com dois dentes de aço (CR2D).

Já o modelo F se tratava de um pilar de concreto armado com um conector Crestbond de dois dentes (CR2D) aplicado, onde o objetivo era avaliar um caso extremo de esbeltez da seção que seria a ausência do perfil metálico.

A configuração dos modelos ensaiados pode ser observada na Figura 3.3 e suas propriedades geométricas estão apresentadas na Tabela 3.1, juntamente às características dos modelos ensaiados anteriormente por Cardoso (2018).

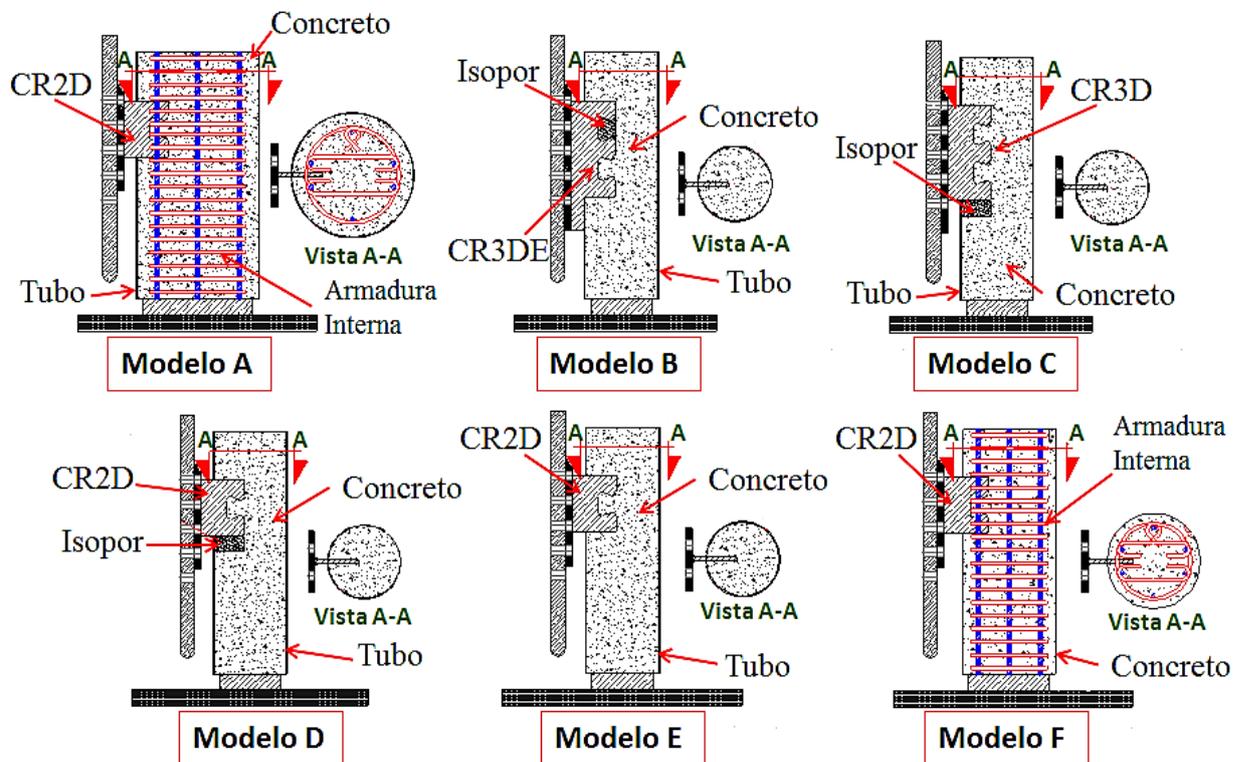


Figura 3.3 – Representações esquemáticas da configuração dos modelos de Santos (2018).

Tabela 3.1 – Configuração dos modelos experimentais

Ref.	Modelo	Seção tubo	Dimensões (mm)	Aço tubo	$\lambda^*$	Descrição conexão	Aço conector
Cardoso (2018)	S1-04CR	Circular	219,1 x 6,4	VMB 350	34	$4 \times (3D_a + 2D_c + F)$	USI CIVIL 350
	S1-02CR	Circular	219,1 x 6,4	VMB 350	34	$2 \times (3D_a + 2D_c + F)$	USI CIVIL 350
	S1-02CR-ConA	Circular	219,1 x 6,4	VMB 350	34	$2 \times (3D_a + 2D_c + F)$	USI CIVIL 350
	S1-02CR-E	Circular	219,1 x 6,4	VMB 350	34	$2 \times (3D_a + 2D_c + F)$	USI CIVIL 350
	S1-02CR-2D	Circular	219,1 x 6,4	VMB 350	34	$2 \times (4D_a + 3D_c + F)$	USI CIVIL 350
	S2-02CR	Circular	355,6 x 9,5	VMB 250	37	$2 \times (3D_a + 2D_c + F)$	USI CIVIL 350
	S2-02CR-E**	Circular	355,6 x 9,5	VMB 250	37	$2 \times (3D_a + 2D_c + F)$	USI CIVIL 350
	S3-02CR	Retang.	320 x 250 x 8,2	VMB 250	39	$2 \times (3D_a + 2D_c + F)$	USI CIVIL 350
	S3-02CR-E	Retang.	320 x 250 x 8,2	VMB 250	39	$2 \times (3D_a + 2D_c + F)$	USI CIVIL 350
Santos (2018)	A**	Circular	380 x 1,50	SAE J403 1010	253	$1 \times (2D_a + 1D_c + F)$	ASTM A1018
	B**	Circular	230 x 1,50	SAE J403 1010	153	$1 \times (3D_a + 2D_c + F + CE)$	ASTM A1018
	C**	Circular	230 x 1,50	SAE J403 1010	153	$1 \times (3D_a + 2D_c + SF)$	ASTM A1018
	D**	Circular	230 x 1,50	SAE J403 1010	153	$1 \times (2D_a + 1D_c + SF)$	ASTM A1018
	E**	Circular	230 x 1,50	SAE J403 1010	153	$1 \times (2D_a + 1D_c + F)$	ASTM A1018
	F**	Circular	$\phi 290$	-	-	$1 \times (2D_a + 1D_c + F)$	ASTM A1018

\* $\lambda$  representa o índice de esbeltez da seção transversal do pilar misto | \*\*Esta série apresenta somente um modelo | S1 – Seção 219,1 x 6,4 | S2 – Seção 355,6 x 9,5 | S3 – Seção 320 x 250 x 8,2 | CR – Conector Crestbond |  $D_a$  – número de *dowels* de aço |  $D_c$  – número de *dowels* de concreto | F – Resistência frontal de concreto | SF – Sem resistência frontal de concreto | ConA – Concreto autoadensável | E – Estribo | CE – Chapa estendida. | Os modelos S1-02CR-E; S2-02CR-E e S3-02CR-E possuíam armadura interna

A partir dos dados coletados durante os ensaios foram obtidas as curvas de Força (kN) x Deslizamento Relativo (mm) para cada protótipo, apresentado na Figura 3.4 e na Tabela 3.2.

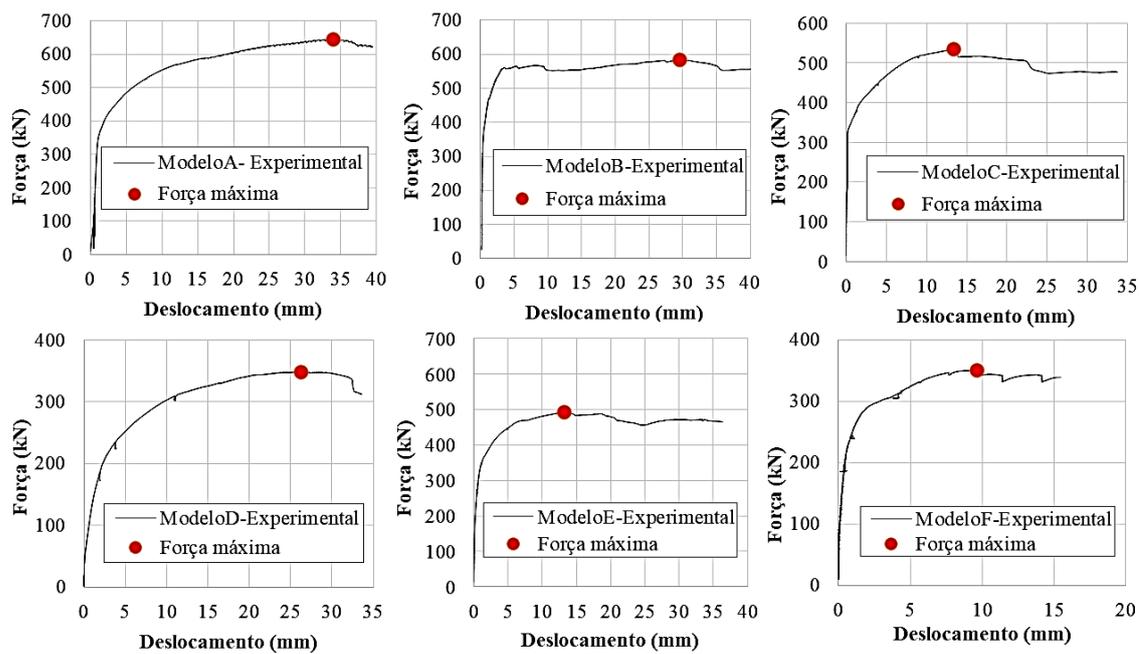


Figura 3.4 – Força (kN) x Deslizamento Relativo (mm) dos modelos experimentais.

Tabela 3.2 – Valores de força e deslizamento extraídos dos ensaios

Modelo	Força Máxima (kN)	Deslocamento na Força Máxima (mm)
A	643.438	33.99
B	582.741	29.55
C	535.244	13.39
D	348.301	26.25
E	492.998	13.16
F	349.918	9.59

### 3.3 Modelo de Elementos Finitos

#### 3.3.1 Generalidades

O estudo numérico foi desenvolvido no programa de elementos finitos ABAQUS – versão 6.14. O modelo numérico foi desenvolvido mantendo-se os mesmos parâmetros adotados no estudo de Cardoso (2018). O aspecto final dos modelos pode ser verificado na Figura 3.5.

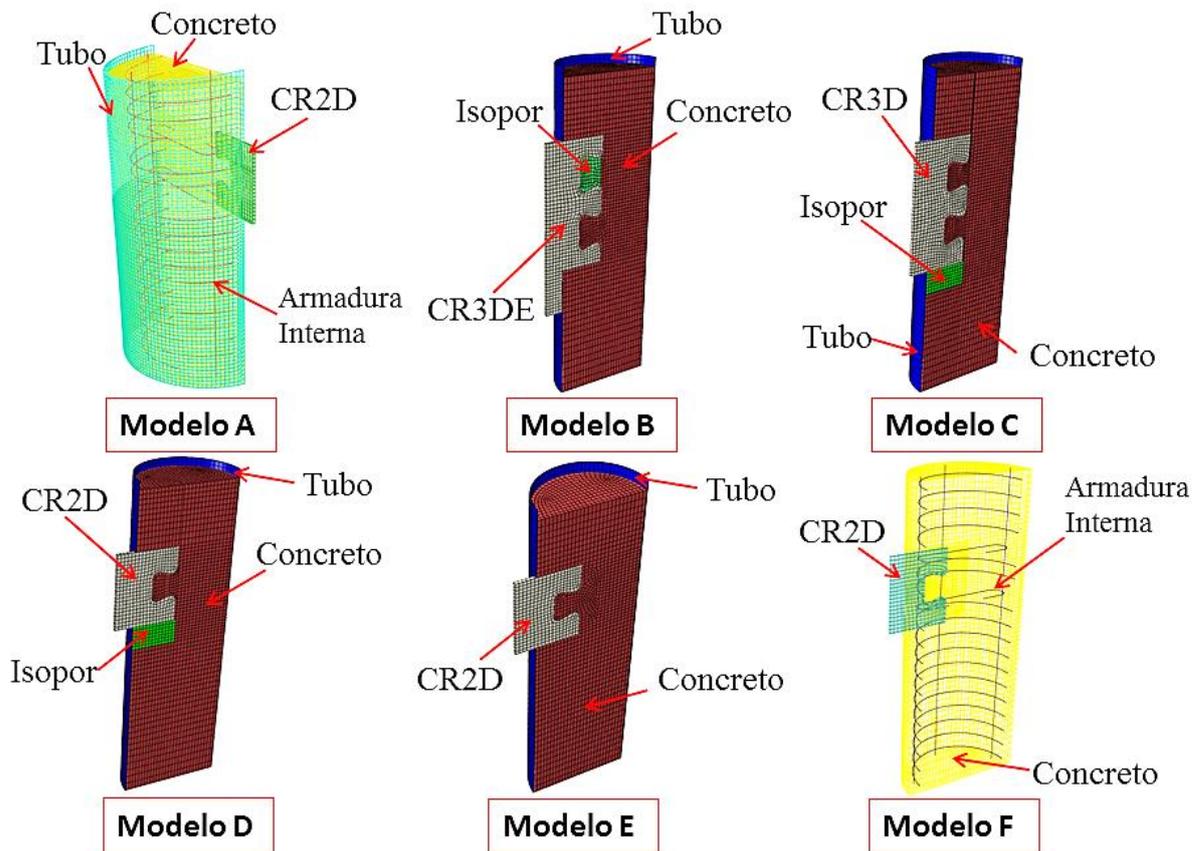


Figura 3.5 – Visão geral dos modelos numéricos: A, B, C, D, E e F.

### 3.3.2 Malha de Elementos Finitos

Os elementos de malha adotados para a modelagem do tubo de aço, concreto e conectores foram do tipo C3D8 (*Continuum*, hexaédrico e linear), um tipo de elemento sólido que possui oito nós (apenas nos vértices) com três graus de liberdade por nó (translações nas três principais direções X, Y e Z). Esse elemento está apresentado na Figura 3.6.

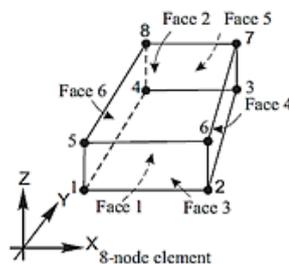


Figura 3.6 – Elemento de Malha: C3D8 (SIMULIA, 2011).

Os tamanhos dos elementos de malha foram definidos por meio de um estudo de sensibilidade e refinamento de malha e a discretização da mesma pode ser observada na Figura 3.7. No Crestbond e na região limitada pela conexão mista foram utilizados elementos de malha com comprimento igual a 8 mm (II), sendo essa dimensão aumentada conforme os elementos se distanciavam da região de concentração de esforços. Para o concreto e tubo situado na região superior ao conector, aplicaram-se elementos de malha com comprimento variando entre 10 mm e 15 mm (I). Já para as partes situadas na região inferior ao conector, dividiu-se a malha em elementos com comprimento variando entre 10 mm e 20 mm (III). Por fim, foram escolhidos elementos de malha com largura de 10 mm para a direção correspondente ao eixo transversal do modelo (IV).

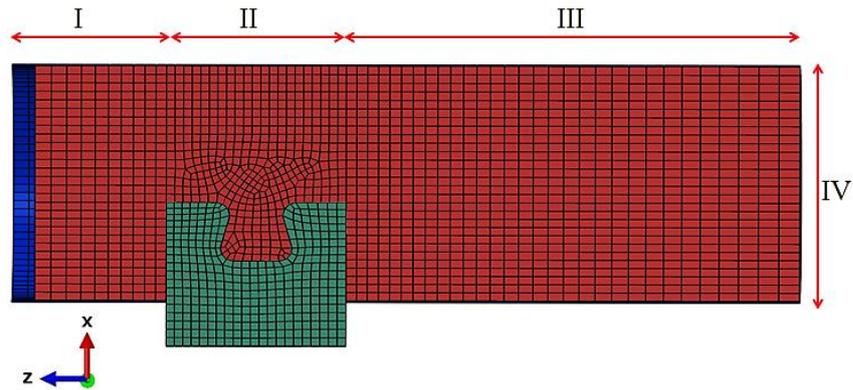


Figura 3.7 – Malha de elementos finitos dos modelos numéricos.

O software ABAQUS pode ser configurado para se definir o método de distribuição dos elementos de malha a partir da análise da geometria das partes do modelo. No presente estudo, os métodos de distribuição de malha adotados foram o de malha estruturada e malha por varredura. O primeiro recurso gera malhas mais uniformes e é indicado para regiões com formatos regulares. Já o segundo distribui a malha por toda extensão da partição de maneira que esta se adeque ao formato da parte.

No entanto, quando o modelo apresenta geometrias muito complexas, faz-se necessário a realização de partições nas instâncias antes de aplicar a malha, a fim de tornar as partes mais regulares. Uma boa prática para a definição da posição das partições é dar preferências às regiões onde há transição de geometria, isso porque essa adoção minimiza possíveis distorções na malha de elementos finitos quando estas forem aplicadas. As partições que foram atribuídas nos modelos de ensaios cisalhamento padrão e modelos simplificados para a análise dos dowels podem ser observadas na Figura 3.8.

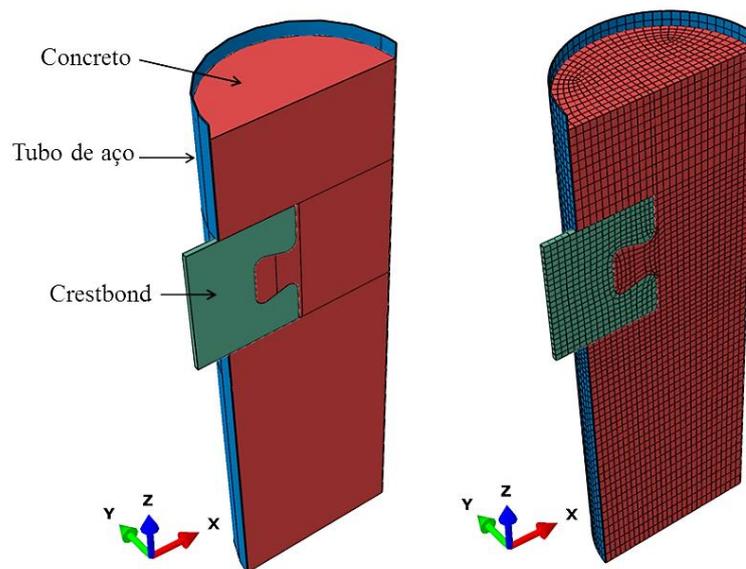


Figura 3.8 – Partições e malha de elementos finitos adotados nos modelos numéricos.

Com base nos estudos realizados por Santos (2017) e Cardoso (2018), o contato entre concreto, perfil de aço e conectores em chapa foi simulado considerando que para o contato entre o conector e o concreto o coeficiente de atrito estático seria igual a 0,5, entre o conector e o tubo igual a 1,0, soldados, e um atrito de 0,17 entre o tubo e o núcleo de concreto. sendo esse último definido pela consideração de que no ensaio experimental o atrito entre a superfície do perfil e do concreto foi minimizado com pintura e aplicação de desmoldante no interior do tubo.

O contato entre concreto, perfil de aço e conectores em chapa foi simulado através de interações face a face, sendo necessário definir isoladamente em cada par de contatos, qual o elemento de maior rigidez. Em todas as interações ficou definido o contato do tipo rígido, o qual admite o mínimo de penetração entre as superfícies dos elementos. Os pares de contato nas superfícies ficaram definidos como: Tubo-Concreto (Figura 3-9a); Conector-Concreto (Figura 3-9b); Tubo-Conector (Figura 3-9c).

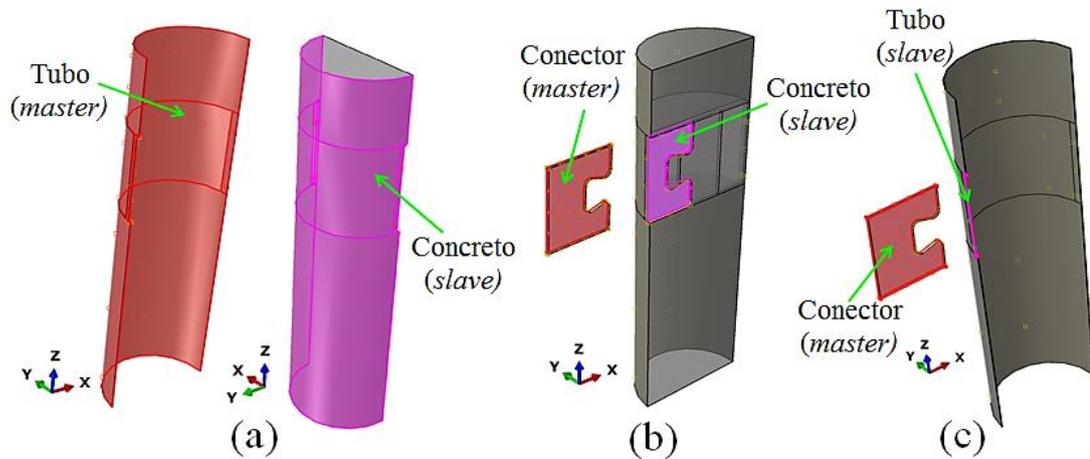


Figura 3.9 – Vista em perspectiva dos pares de contato dos modelos numéricos: (a) Tubo-Concreto; (b) Crestbond-Concreto; (c) Conector-Tubo.

### 3.3.3 Condições de Contorno

De forma a reproduzir as condições de ensaio, foram adotadas as seguintes condições de contorno: (a) restrição do núcleo de concreto ao deslocamento vertical para emular o apoio rígido do ensaio; (b) restrição à rotação e ao deslocamento horizontal para representar a simetria do modelo real e (c) molas com rigidez ( $k$ ) calculada a fim de simular as chapas de travamento do modelo experimental. O aspecto das condições de contorno pode ser observado na Figura 3-10.

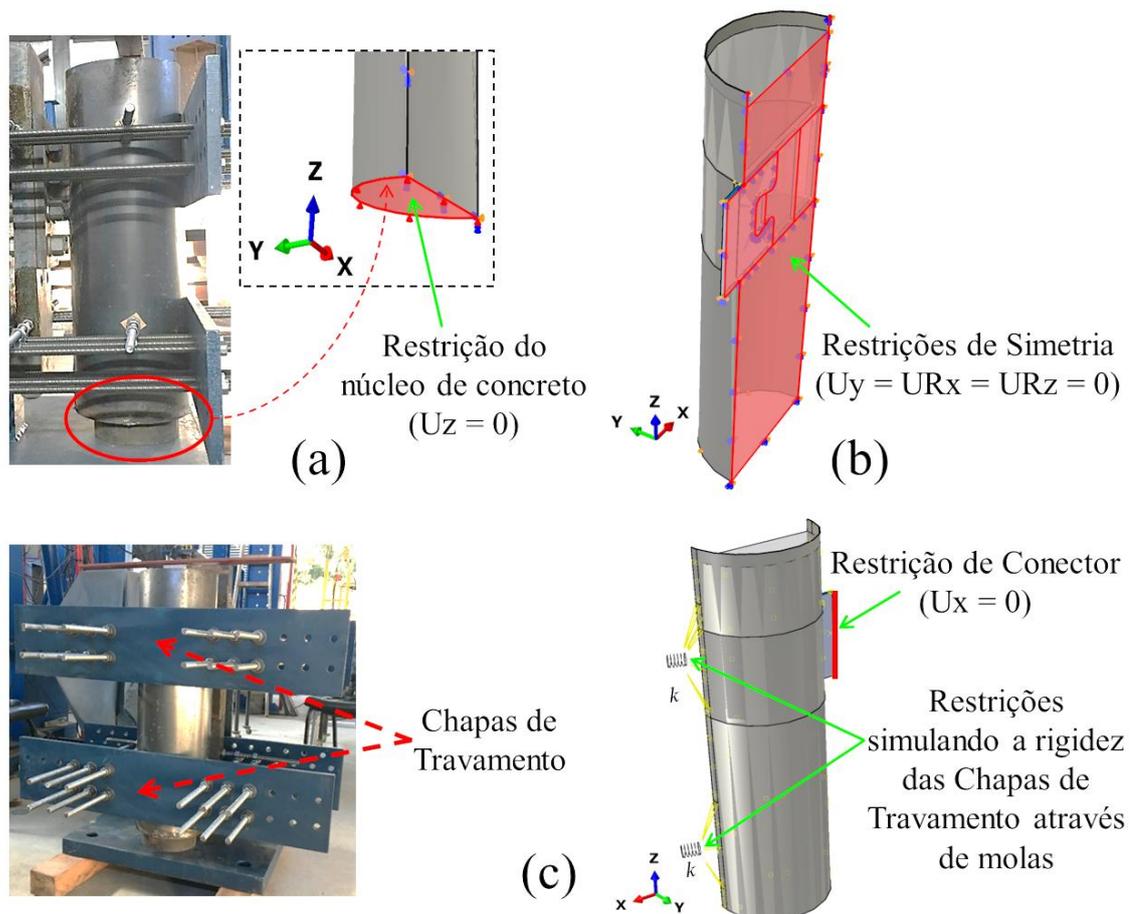


Figura 3.10 – Condições de contorno dos modelos numéricos.

### 3.3.4 Aplicação dos deslocamentos e aquisição de dados

Para simular o carregamento monotônico com controle de deslocamento do ensaio experimental e, também, evitar possíveis problemas de convergência, optou-se pela introdução de incrementos de deslocamentos e a obtenção das forças de reação correspondentes para assim obter a curva força *versus* deslocamento do modelo.

Para tanto, criou-se um nó de referência, denominado como *Reference Point (RP)* ligado à chapa do conector Crestbond, ver Figura 3.11. Desta forma, ao passo que cada incremento era aplicado, o conector deslocava e, através da ligação rígida com os demais materiais do modelo, transferia o deslocamento na seção. Além disso, é importante ressaltar que a aquisição de dados também foi realizada através do RP.

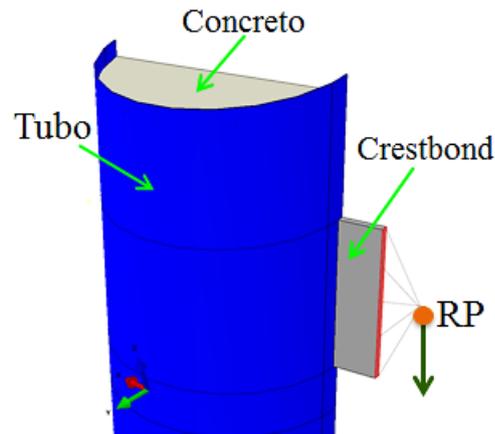


Figura 3.11 – Ponto de introdução dos deslocamentos e aquisição dos resultados do modelo numérico.

Para a análise não linear dos modelos, utilizou-se o método de análise *Dinamic Implicit*, com a opção quase estática. Esse método foi utilizado por Santos (2017) e Cardoso (2018) apresentando boa convergência e resultados satisfatórios, se mostrando eficiente para análise de conectores de cisalhamento aplicados em pilares mistos preenchidos com concreto.

### 3.3.5 Modelo Constitutivo do Concreto

Para a simulação do modelo constitutivo do núcleo de concreto, foi utilizado o modelo de dano com plasticidade (Concrete Damaged Plasticity – CDP) disponível na biblioteca do ABAQUS. Esse modelo é adequado para modelagem de materiais frágeis e tem sido amplamente aplicado para modelagens numéricas que envolvem concreto confinado.

Para aplicação do modelo foi necessário informar ao programa a relação tensão *versus* deformação do concreto na compressão, o comportamento do concreto à tração uniaxial em domínio inelástico e a curva de tensão *versus* deformação que caracteriza degradação da rigidez do concreto devido aos danos à compressão e à tração.

Essas curvas são necessárias para a obtenção das deformações plásticas. Isso porque no modelo CDP, as deformações elásticas ( $\epsilon_e$ ) e plásticas ( $\epsilon_p$ ) são calculadas de maneira

independente e somadas para se obter a deformação total, como apresentado na Equação (3.1):

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} \quad (3.1)$$

onde  $\varepsilon_{el}$  é função somente do módulo de elasticidade ( $E_{cm}$ ) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), que conforme norma EN 1992-1-1:2004, podem ser definidos como:

$$E_{cm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (3.2)$$

$$\nu = 0,2$$

Para representar o comportamento do concreto confinado submetido à compressão, adotou-se a relação tensão *versus* deformação proposta por Pavlovic *et al* (2013) apresentada na Figura 3.12.

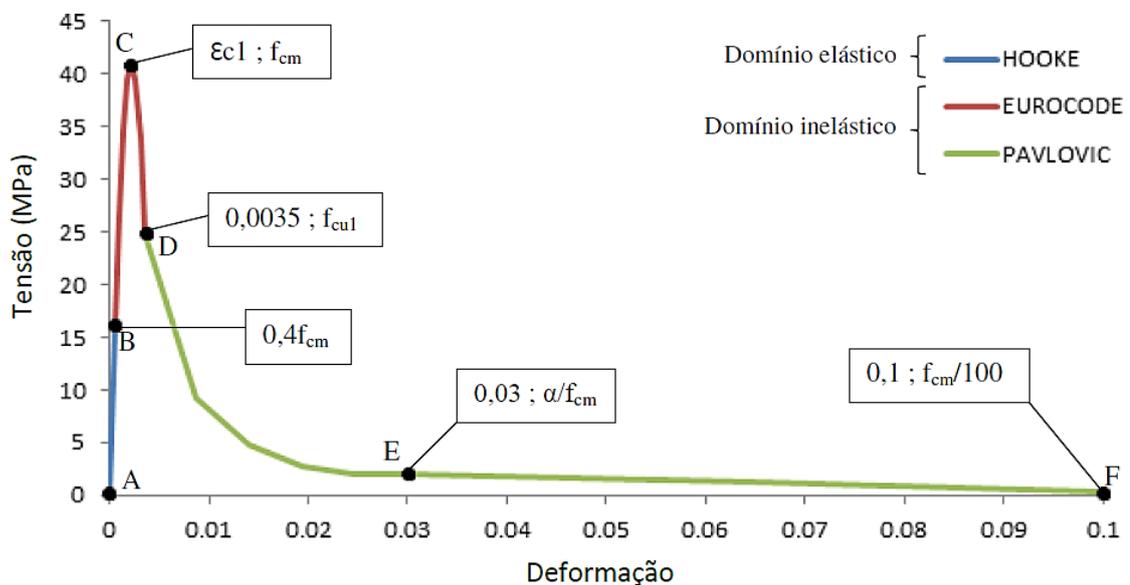


Figura 3.12 – Curva tensão de compressão versus deformação para um concreto com  $f_{cm} = 42,2$  MPa (Cardoso, 2018).

A construção da curva apresentada na Figura 3.12 é dada em três parcelas principais. A primeira delas representa o comportamento elástico do concreto, trecho A-B, e segue a lei de

Hooke, descrita pela Equação (3.3). Nesse trecho, considera-se que o concreto se comporta linearmente até atingir 40% do valor da resistência média à compressão do concreto ( $f_{cm}$ ).

$$\sigma_c = E_{cm} \varepsilon_c \quad (3.3)$$

Já o trecho B-D é definido pela formulação da norma EN 1992-1-1:2004, ver Equação (3.4), na qual  $\varepsilon_{c1}$  e  $\varepsilon_{cu1}$  são as deformações do concreto relativas à  $f_{cm}$  e  $f_{cu1}$ , respectivamente, e  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante, no intervalo  $0 \leq \sigma_c < 0,4f_{cm}$ .

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (3.4)$$

onde:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31}$$

$$\varepsilon_{cu1} = 0,0035$$

A formulação proposta pela norma europeia se limita a deformação última correspondente à tensão última do concreto. No entanto, em situações em que há aplicação de conectores de cisalhamento, a deformação do concreto na região da conexão pode ultrapassar a deformação última ( $\varepsilon_{cu1}$  - ponto D) prevista pela norma EN 1992-1-1: 2004. Além disso, o esmagamento causa um amolecimento do concreto, resultando na diminuição da rigidez do material, fato que não está previsto pela equação da norma europeia.

Para contornar essa situação, Pavlovic *et al.* (2013) propuseram uma extensão da curva europeia por meio da inclusão de um curva contínua senoidal que se inicia no ponto D (final) da norma europeia EN 1992-1-1:2004 e segue até a deformação  $\varepsilon_{cu} = 0,1$ , sendo a curva definida pela Equação 3.5:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[ \frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen}\left(\frac{\mu\alpha_{tD}\alpha_{tE}\pi}{2}\right)}{\beta\text{sen}\left(\frac{\alpha_{tE}\pi}{2}\right)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], & \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cuE} \\ \frac{f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})}{(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE})}, & \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (3.5)$$

onde:  $\mu = (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD}) / (\varepsilon_{cuE} - \varepsilon_{cuD})$ .

As tensões no ponto D e E são definidas como  $f_{cuD} = f_{cu1} = \sigma_c(\varepsilon_{cu1})$ ;  $f_{cuE} = \alpha/f_{cm}$ , e as deformações no ponto D e E são definidas como  $\varepsilon_{cuD} = \varepsilon_{cu1}$ ;  $\varepsilon_{cuE} = 0,03$ , respectivamente. Os parâmetros restantes são definidos como:  $\alpha = 20$ ,  $\alpha_{tD} = 0,5$ ,  $\alpha_{tE} = 0,1$  e  $\beta = f_{cm}/f_{cu1}$ .

Já para reproduzir o comportamento do concreto à tração adotou-se nesse trabalho a mesma curva empregada no estudo numérico de Cardoso (2018). Esse autor utilizou a curva tensão ( $\sigma_t$ ) versus abertura de fissuras ( $W_c$ ) proposto por Tahmasebinia *et. al* (2013), ver Figura 3.13.

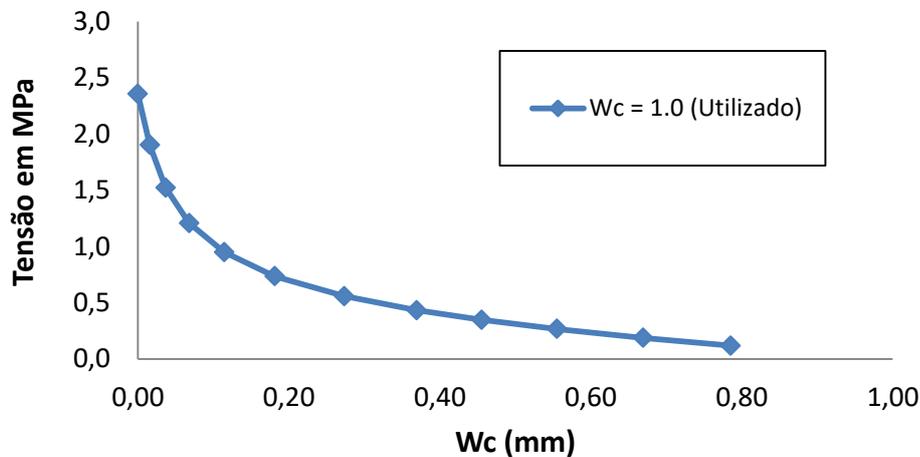


Figura 3.13 – Curva tensão ( $\sigma_t$ ) versus abertura de fissuras ( $W_c$ ) proposto por Tahmasebinia *et. al* (2013).

As variáveis de dano  $d_c$  (dano à compressão uniaxial) e  $d_t$  (dano à tração uniaxial), foram calculadas, onde  $d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}}$  e  $d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}}$  (CARDOSO [11]), e inseridas no programa em função das deformações plásticas equivalentes à tração e à compressão, respectivamente.

### 3.3.5.1 Parâmetros do modelo constitutivo CDP

Para adoção do modelo constitutivo CDP também é necessária a definição de alguns parâmetros de entrada. No ABAQUS, são esses parâmetros que dirigem a expansão das equações de comportamento do material em estado uniaxial para o estado multiaxial, sendo eles: o ângulo de dilatância ( $\psi$ ); a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_c$ ); a razão entre o segundo invariante de tensão do meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão ( $K_c$ ); a viscosidade ( $\mu$ ); e a excentricidade ( $\epsilon$ ). Com base nos estudos de Santos (2017) e Cardoso (2018), para o presente trabalho, adotou-se  $\psi = 36^\circ$ ,  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ ,  $K_c = 2/3$ , e  $\mu = 0,00005$  e  $\epsilon = 0,1$ .

### 3.3.5.2 Modelo constitutivo do aço do tubo e do conector

Para simular o comportamento do aço dos conectores e dos tubos de aço utilizou-se de um modelo elastoplástico com encruamento baseado no diagrama teórico multilinear da Figura 3.14. Esse modelo foi utilizado por Cardoso (2018), onde a curva tensão versus deformação do aço é caracterizada por um trecho elástico linear, um patamar de escoamento (B-C), um trecho de encruamento (C-G) e, por fim, um trecho de descarregamento suave (G-H), que foi adotado como um artifício numérico para finalizar a análise em grandes estágios de deformação.

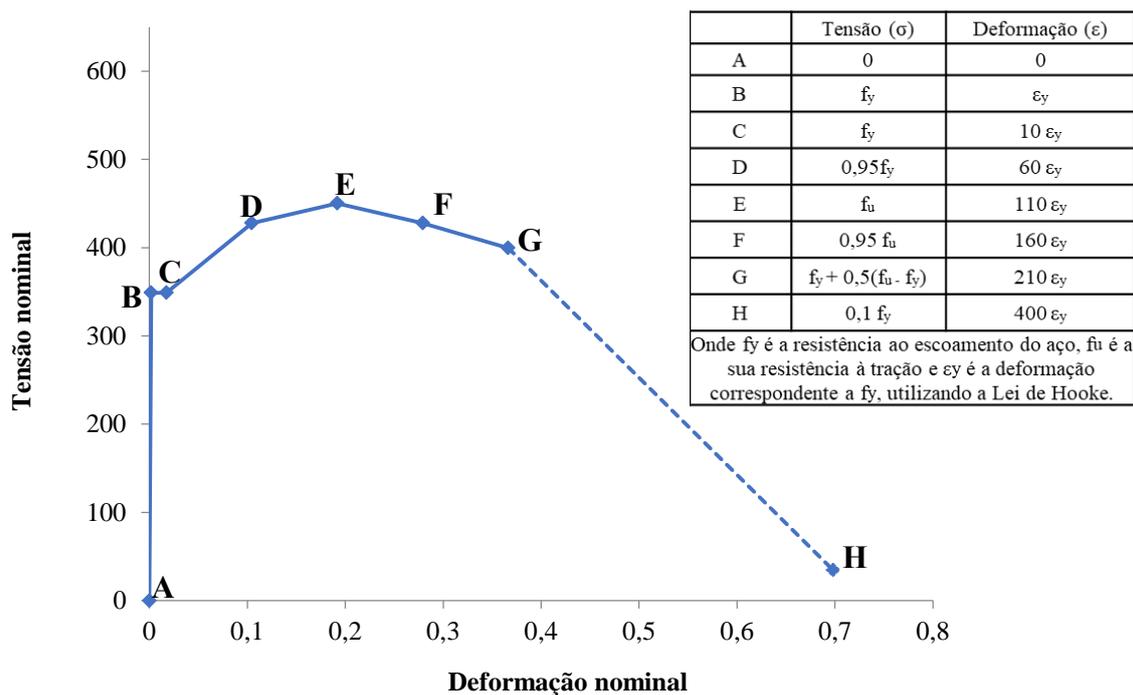


Figura 3.14 – Curva tensão versus deformação nominal do aço (Cardoso, 2018).

### 3.4 Validação do Modelo Numérico e Análise dos Resultados

#### 3.4.1 Generalidades

Foram adotadas as mesmas características dispostas no Item 3.2 com ressalva para as molas fictícias que foram adicionadas ao modelo numérico com o objetivo de representar a chapa de travamento do dispositivo de ensaio, como pode ser observado na Figura 3.10c.

Os resultados numéricos foram validados comparando-os com a curva força *versus* deslizamento relativo obtida experimentalmente, avaliando a rigidez inicial, o valor de força máxima obtida nas análises e configuração deformada dos modelos.

Na Figura 3.15 está apresentada a comparação entre as curvas numéricas e experimentais dos modelos C e E. Pode-se observar que os resultados numéricos ficaram próximos aos experimentais<sup>7</sup>.

Pode-se verificar que, para todos os modelos, os comportamentos, as inclinações e as forças máximas das curvas experimentais e numéricas foram próximas. Isso demonstra que o modelo numérico garantiu a representação de uma conexão com uma rigidez inicial próxima aquela obtida experimentalmente. Além disso, observa-se que no modelo C a curva numérica praticamente coincidiu na força máxima e o modelo E permaneceu abaixo da curva experimental, sinalizando um modelo numérico mais conservador em relação ao experimental, ver Tabelas 3.3 e 3.4.

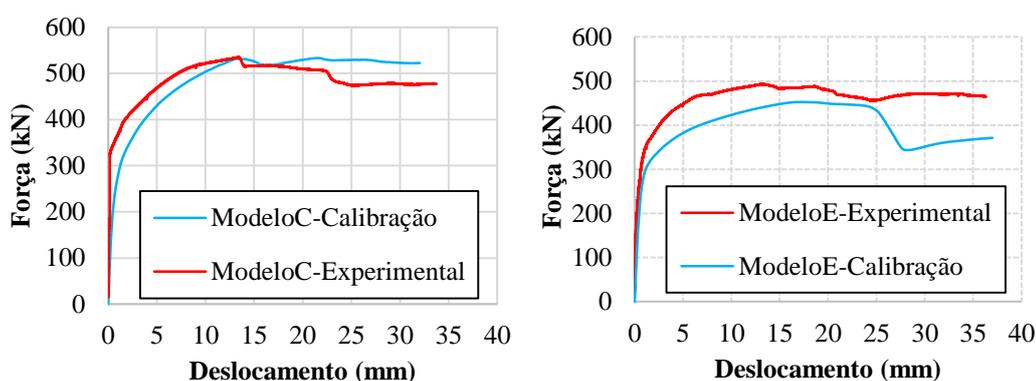


Figura 3.15 – Curvas numéricas e experimentais: Modelo C e Modelo E.

Tabela 3.3 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais: Modelo C

	Experimental	Numérico
Força máxima (kN)	535.24	533.12
Deslocamento da força máxima (mm)	13.39	21.53
Deslocamento máximo (mm)	33.71	32.04
Diferença em relação ao experimental <sup>(1)</sup>		0.40%

<sup>(1)</sup> Definido no modelo numérico

<sup>7</sup> As curvas dos demais modelos estão no Anexo A.

Tabela 3.4 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais: Modelo E

	Experimental	Numérico
Força máxima (kN)	493	452.46
Deslocamento da força máxima (mm)	13.16	17.56
Deslocamento máximo (mm)	36.32	37.00 <sup>(1)</sup>
Diferença em relação ao experimental <sup>(2)</sup>		8%

<sup>(1)</sup> Definido no modelo numérico

<sup>(2)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

Uma boa correlação do comportamento da chapa do conector do modelo numérico e experimental na configuração deformada também pôde ser observada, ver Figura 3.16 e Figura 3.17.

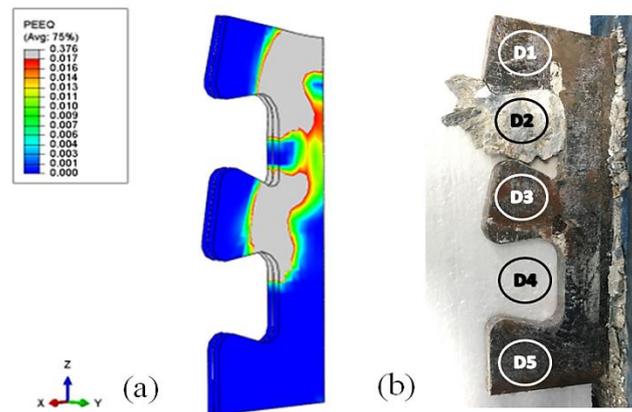


Figura 3.16 – Modelo C na configuração deformada: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio.

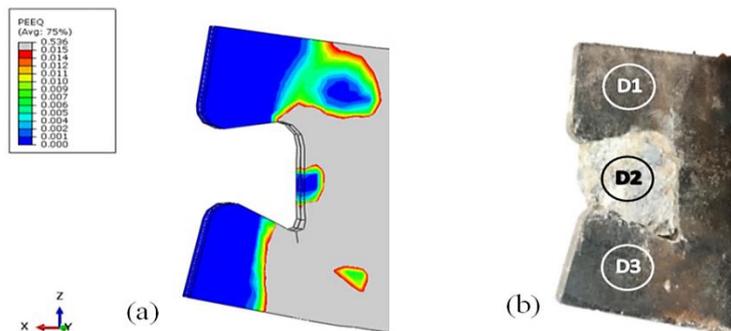


Figura 3.17 – Modelo E na configuração deformada: (a) Modelo numérico; (b) Modelo após o ensaio.

Nas Figuras 3.18 e 3.19 é apresentada uma comparação entre o padrão de danificação do concreto numericamente e experimentalmente nos modelos C e E, respectivamente. Conforme era esperado, o modelo numérico conseguiu reproduzir o padrão de fissuração observado na análise experimental. Para realizar essa análise, fez-se o uso da variável *DamageT* que, no modelo numérico, representa a degradação da rigidez à tração do concreto. Na Figura 3.18, pode-se observar a completa danificação do concreto na região em cor vermelha que resultou na separação do concreto por tensões de trações.

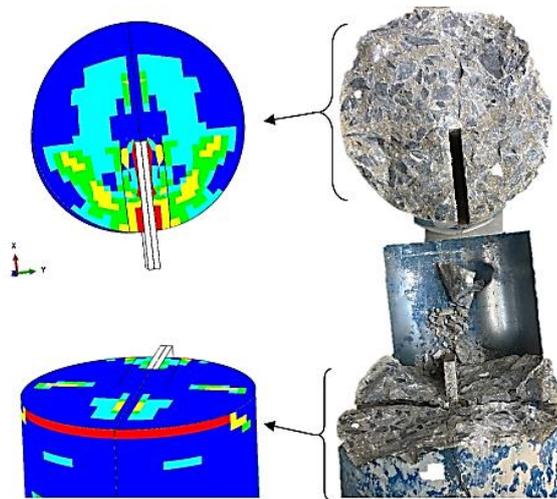


Figura 3.18 – Modelo C na configuração deformada: representação do padrão de fissuração.



Figura 3.19 – Modelo E na configuração deformada: representação do padrão de fissuração.

### 3.5 Transição da geometria do modelo

Com o objetivo de reduzir o modelo numérico, transformando-o de 1/2 para 1/4, de modo que o tempo de simulação e o custo computacional das análises se tornassem menores, foram necessários alguns testes de sensibilidade para validar a transição da geometria do modelo, dentre elas a retirada das molas e a avaliação do comportamento do modelo com duas simetrias.

#### 3.5.1 Teste de sensibilidade da rigidez da chapa de travamento

Para viabilizar a análise de 1/4 do modelo numérico, foi necessária a retirada das molas que simulavam as chapas de travamento no ensaio. Além de possibilitar a redução do modelo posteriormente, a consideração de rigidez nula para molas traz como vantagem permitir que o modelo simule situações, que podem ocorrer na prática, em que há menor restrição para o conector, indo a favor da segurança.

Para tanto, alteraram-se as condições de contorno do modelo, onde se liberou a translação horizontal da chapa do conector e restringiram-se as regiões correspondentes à localização das chapas de travamento, como pode ser observado na Figura 3.20.

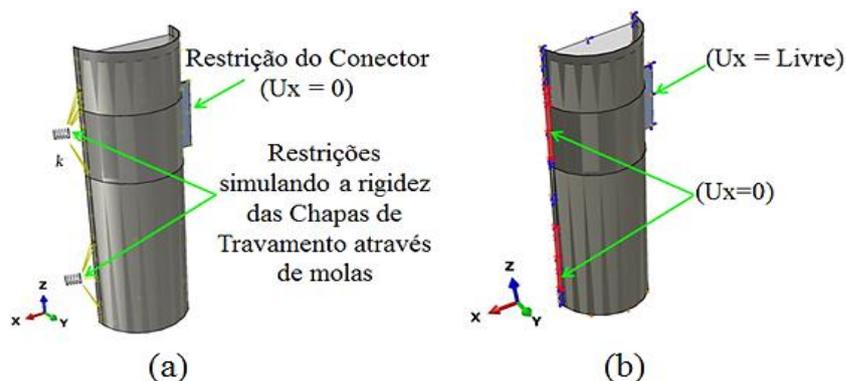


Figura 3.20 – Mudança nas condições de contorno: (a) Modelo original (com mola), (b) Modelo modificado (sem mola).

Após terem sido realizadas as devidas alterações nas condições de contorno, os modelos foram simulados e a comparação entre os resultados experimentais, numérico com mola e numérico sem mola pode ser observada nas curvas apresentadas na Figura 3.21.

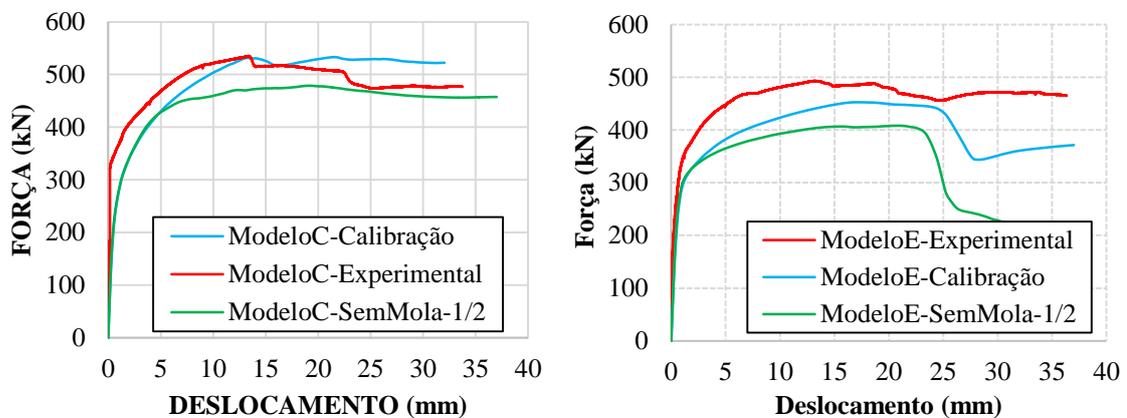


Figura 3.21 – Curvas experimentais e numéricas com mola e sem mola: Modelo C e Modelo E.

A partir dos resultados obtidos, estabeleceram-se as comparações que estão apresentadas nas Tabelas 3.3 e 3.4, onde foi possível observar que a retirada da mola levou a um modelo mais conservador, sendo favorável à segurança.

Tabela 3.5 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo C

	Experimental	Numérico	
		Com mola	Sem mola
Força máxima (kN)	535.24	533.12	478.8
Deslocamento da força máxima (mm)	13.39	21.53	19.23
Deslocamento máximo (mm)	33.71	32.07	37.00 <sup>(1)</sup>
Diferença em relação ao experimental <sup>(2)</sup>		0.40 %	11 %

<sup>(1)</sup> Definido no modelo numérico  
<sup>(2)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

Tabela 3.6 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo E

	Experimental	Numérico	
		Com mola	Sem mola
Força máxima (kN)	493.00	452.46	408.06
Deslocamento da força máxima (mm)	13.16	17.56	20.86
Deslocamento máximo (mm)	36.32	37.00 <sup>(1)</sup>	37.00 <sup>(1)</sup>
Diferença em relação ao experimental <sup>(2)</sup>		8 %	17 %

<sup>(1)</sup> Definido no modelo numérico  
<sup>(2)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

### 3.5.2 Teste de sensibilidade da transição para dupla simetria

Concluídas as avaliações, comprovou-se a possibilidade de se retirar as molas que simulavam as chapas de travamento após observar que as curvas se mantiveram abaixo da curva experimental, sendo mais conservadoras. Avançou-se, desta forma, nas simplificações e foi realizado um teste de sensibilidade para a dupla simetria, permitindo a modelagem de apenas 1/4 do modelo, como se pode observar na Figura 3.22.

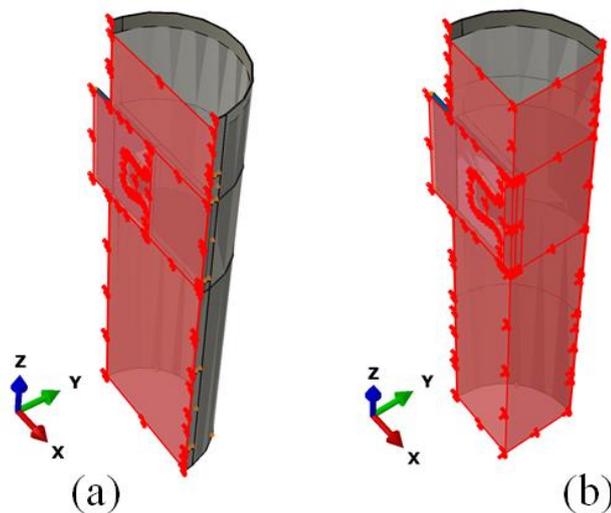


Figura 3.22 – Transição da geometria: (a) Modelo original (1/2), (b) Modelo modificado (1/4).

Realizada a transição da geometria nos modelos, obtiveram-se as curvas força *versus* deslocamento dos modelos numéricos sem mola com 1/2 e 1/4, bem como as curvas da

calibração e do experimental, ver Figura 3.23. A diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio também podem ser verificadas nas Tabelas

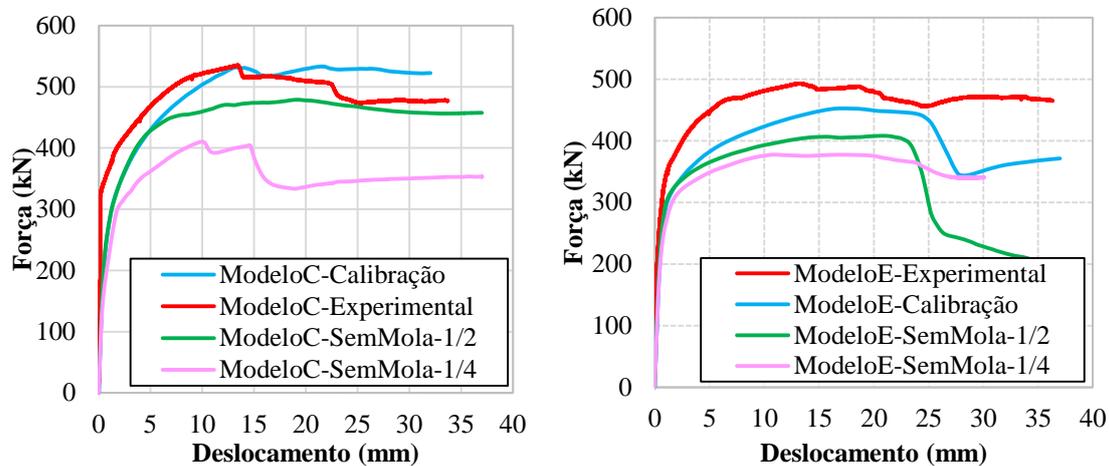


Figura 3.23 – Curvas experimentais e numéricas com mola, sem mola (1/2) e sem mola (1/4): Modelo C e Modelo E.

Tabela 3-7 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)): Modelo C

	Experimental	Numérico	
		Sem mola (1/2)	Sem mola (1/4)
Força máxima (kN)	535.24	478.80	410.15
Deslocamento da força máxima (mm)	13.39	20.86	10.98
Deslocamento máximo (mm)	33.71	37.00 <sup>(1)</sup>	37.00 <sup>(1)</sup>
Diferença em relação ao experimental <sup>(2)</sup>		11 %	23 %

<sup>(1)</sup> Definido no modelo numérico  
<sup>(2)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

Tabela 3-8 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)): Modelo C

	Experimental	Numérico	
		Sem mola (1/2)	Sem mola (1/4)
Força máxima (kN)	493.00	408.06	377.52
Deslocamento da força máxima (mm)	13.16	20.86	10.98
Deslocamento máximo (mm)	36.32	37.00 <sup>(1)</sup>	30.08
Diferença em relação ao experimental <sup>(2)</sup>		17 %	23 %

<sup>(1)</sup> Definido no modelo numérico  
<sup>(2)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

Pode-se observar que a redução do modelo para 1/4 forneceu resultados mais conservadores favorável da segurança. Além disso, verificou-se que a redução média do tempo de processamento por modelo com configuração 1/4 sem mola foi em média 9h58min quando comparado ao tempo demandado para a simulação dos modelos de 1/2 com mola. Desta forma, justificou-se a adoção do modelo numérico de 1/4 sem mola como sendo o modelo validado a ser utilizado nos estudo de sensibilidade dos parâmetros do presente trabalho.

# 4

## ESTUDO DA SENSIBILIDADE DE PARÂMETROS

### 4.1 Considerações iniciais

Com o objetivo de analisar a influência de parâmetros relevantes no comportamento do conector Crestbond como dispositivo de transferência de forças em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC), investigações numéricas foram realizadas envolvendo a esbeltez local do tubo de aço, a resistência à compressão do concreto de preenchimento, a resistência ao escoamento do aço do conector e a quantidade de *dowels* de aço no conector, e como cada um desses parâmetros influencia no confinamento do núcleo de concreto e na capacidade resistente, na ductilidade, na rigidez e nos possíveis modos de falha da conexão.

A fim de mitigar as possíveis incertezas presentes na modelagem numérica e garantir uma margem de segurança, nos modelos do estudo da sensibilidade dos parâmetros, foi desconsiderado o atrito na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto e, para o conector e o tubo de aço, adotou-se um modelo constitutivo elastoplástico perfeito<sup>17</sup> para representar o comportamento desses elementos.

### 4.2 Descrição dos modelos

As nomenclaturas dos modelos seguem o padrão descrito na Figura 4.1, onde cada parte do nome descreve um dos parâmetros definidos para as simulações. Desta forma, no nome estão:

---

<sup>17</sup> Apêndice B.

a quantidade de *dowels* do conector, as propriedades geométricas do perfil tubular, a resistência à compressão do concreto, o número de conectores na seção e a resistência ao escoamento do aço do conector. Além disso, para os modelos sem *dowels* de aço, ou seja, apenas em chapa plana, é acrescido o termo (-SCR) à nomenclatura.

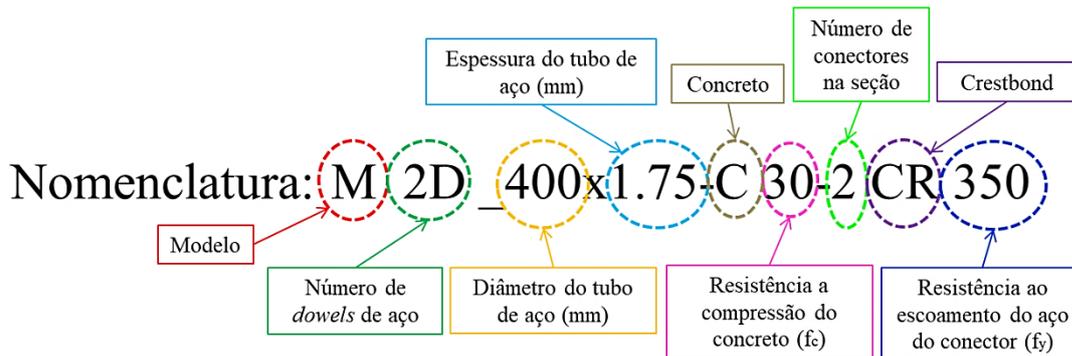


Figura 4.1 – Nomenclatura dos modelos numéricos.

Como modelo inicial padrão, adotou-se o pilar misto preenchido com concreto de 30 Mpa em que o tubo de aço possuía 400 mm de diâmetro com resistência ao escoamento de 250 Mpa. Além disso, o modelo apresentava dois Crestbond na seção, onde os conectores possuíam dois *dowels* de aço com espessura padrão de 12,5 mm e resistência ao escoamento de 350 Mpa, ver Figura 4.2.

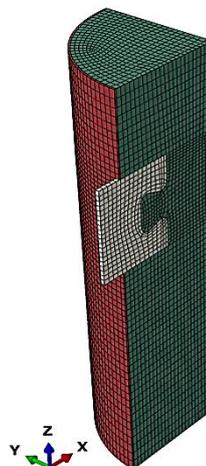


Figura 4.2 – Modelo numérico padrão.

A partir desse modelo foram propostas as demais variações, o objetivo foi isolar alguns parâmetros e observar sua influência no comportamento da conexão. O resumo dos parâmetros e das respectivas variações propostas pode ser verificado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1. – Variações propostas para o estudo de sensibilidade dos parâmetros

Parâmetros	Variações Propostas
Diâmetro do tubo (D)	400; 600
Espessura do perfil (t)	1.75; 3; 4.5
Esbeltez (D/t)	88.89; 133.33; 200; 228.57
Espessura do conector (mm)	12.5
Resistência ao escoamento do perfil tubular	250
Fator de repetição geométrica ( $e_x$ )	121
Número de <i>dowels</i> de aço do conector	0; 2; 3
Resistência ao escoamento do conector	350; 450
Resistência à compressão do concreto	30; 50
Observação: Na esbeltez ( $400/3=600/4.5$ )	

### 4.3 Variação dos parâmetros geométricos

#### 4.3.1 Esbeltez

Nos itens 2.3 e 2.4 foi explicado como o comportamento do PMPC pode variar de acordo com a esbeltez da seção mista e como esta influencia no confinamento do concreto. Em resumo, espera-se que para seções mais esbeltas a tendência de falha ocorra no concreto por cisalhamento ou *pry-out*. Enquanto que, quando são utilizadas seções mais compactas, a flambagem local do perfil não deva ocorrer e o efeito do confinamento sobre o concreto se torna mais pronunciado, além da restrição ao conector, conforme observado por Cardoso (2018), com a falha do aço do conector prevalecendo.

Posto isto, foram propostos modelos numéricos com perfis tubulares de aço de seções esbeltas, semicompacta e compactas, classificadas assim a partir da Tabela 2.1. O objetivo foi

avaliar como a esbeltez  $e$ , conseqüentemente, o efeito do confinamento em PMPC afetam na capacidade resistente, na ductilidade e na rigidez da conexão. Os limites de esbeltez local da seção para classificação dos PMPC segundo a ANSI/AISC 360-16 podem ser observados na Figura 4.3.



Figura 4.3 – Limites para classificação dos PMPC em função da esbeltez local da seção para perfil tubular de aço com  $f_y = 250$  Mpa e  $E = 200$  GPa.

Os modelos numéricos elaborados podem ser comparados na Figura 4.4 e a classificação das respectivas seções está apresentada na Tabela 4.2.

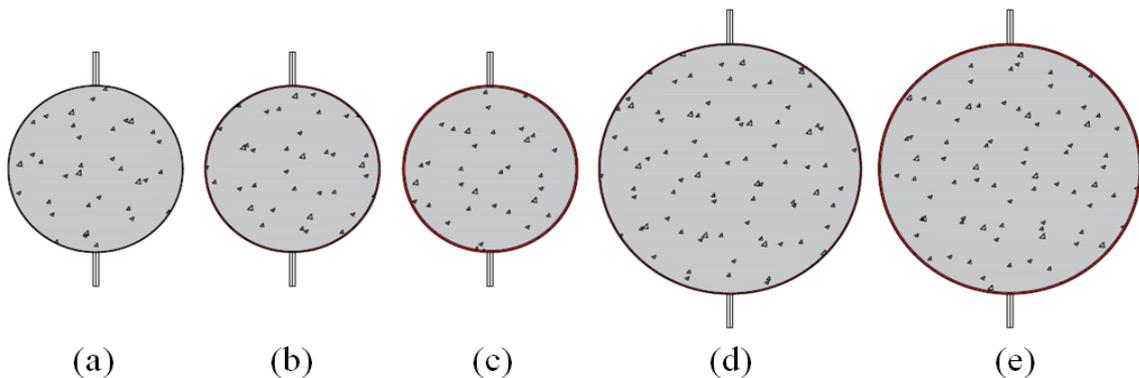
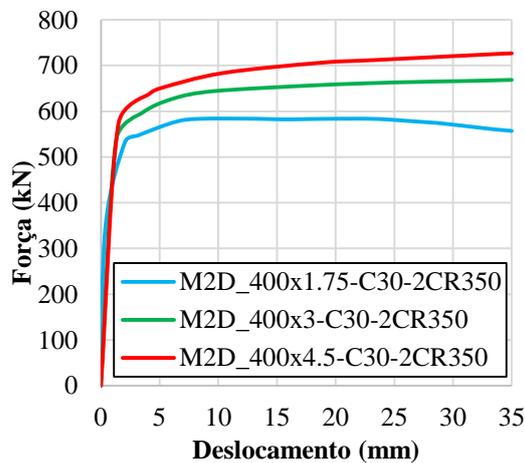


Figura 4.4 – Seção transversal dos modelos numéricos do estudo com dimensões (diâmetro x espessura) em mm: (a) 400x1,75 (b) 400x3, (c) 400x4,5, (d) 600x3, (e) 600x4,5.

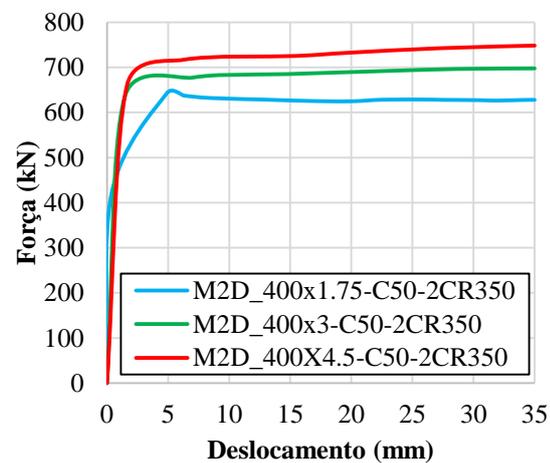
Tabela 4.2. – Classificação das seções em dos PMPC avaliados em função da esbeltez local

<b>D</b>	<b>t</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>Classificação</b>
400	1.75	228.57	Esbelta
400	3	133.33	Semicompacta
400	4.5	88.89	Compacta
600	3	200.00	Esbelta
600	4.5	133.33	Semicompacta

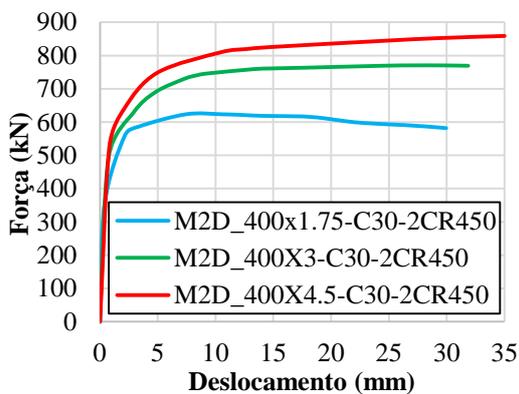
Quando avaliados os modelos de diâmetro padrão<sup>18</sup> com espessuras diferentes, observou-se que o comportamento da curva força *versus* deslocamento relativo é influenciada pela esbeltez da seção, quanto mais compacta mais resiste, e isso independente da resistência a compressão do concreto adotada ou resistência ao escoamento do aço do conector. As Figuras 4.5a e 4.5b apresentam o comportamento dos modelos com esbeltez diferente quando a resistência a compressão do concreto ( $f_c$ ) é igual a 30 MPa e 50 MPa, respectivamente. Já nas Figuras 4.5c e 4.5d estão apresentados os mesmos modelos anteriores considerando a variação da resistência ao escoamento do aço do conector de 350 MPa e 450 MPa, respectivamente. Na tabela 4.3 estão apresentados os resultados das análises.



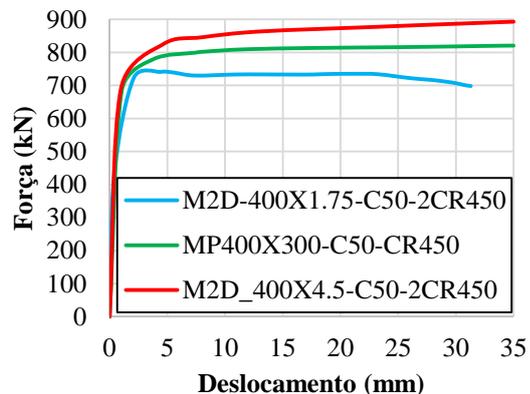
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.5 – Comparação da influência da esbeltez para modelos de 400 mm de diâmetro e espessuras diferentes.

<sup>18</sup> Diâmetro de 400 mm, explicado no item 4.1

Tabela 4.3. – Análise comparativa sobre a influência da esbeltez nos modelos analisados

Nomenclatura	$f_c$ do concreto (Mpa)	$f_v$ do conector (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	Classificação	Força máxima (kN)	Razão entre as $F_{m\acute{a}x}$ do compacto e do esbelto
M2D_400x1. 75-C30-2CR350	30	350	228.57	Esbelto	583.81	1.24
M2D_400x3-C30-2CR350			133.33	Semicompacta	668.62	
M2D_400x4. 5-C30-2CR350			88.89	Compacto	726.73	
M2D_400x1. 75-C50-2CR350	50		228.57	Esbelto	642.70	1.16
M2D_400x3-C50-2CR350			133.33	Semicompacta	697.65	
M2D_400x4. 5-C50-2CR350			88.89	Compacto	748.17	
M2D_400x1. 75-C30-2CR450	30	450	228.57	Esbelto	623.52	1.38
M2D_400x3-C30-2CR450			133.33	Semicompacto	770.38	
M2D_400x4. 5-C30-2CR450			88.89	Compacto	858.78	
M2D_400x1. 75-C50-2CR450	50		228.57	Esbelto	740.91	1.20
M2D_400x3-C50-2CR450			133.33	Semicompacto	820.46	
M2D_400x4. 5-C50-2CR450			88.89	Compacto	892.972	

A fim de verificar a influência dos demais fatores geométricos no confinamento do concreto, dois modelos de mesma esbeltez e com diâmetros diferentes foram avaliados e a comparação entre os resultados está na Figura 4.6. Na Figura 4.6a é apresentada a comparação entre os modelos de mesma esbeltez e resistência ao escoamento do conector com o  $f_c$  do núcleo de concreto sendo igual a 30 MPa. Enquanto na Figura 4.6b ocorre essa mesma comparação só que para um  $f_c = 50$  MPa. A descrição numérica dos resultados foi organizada na Tabela 4.4.

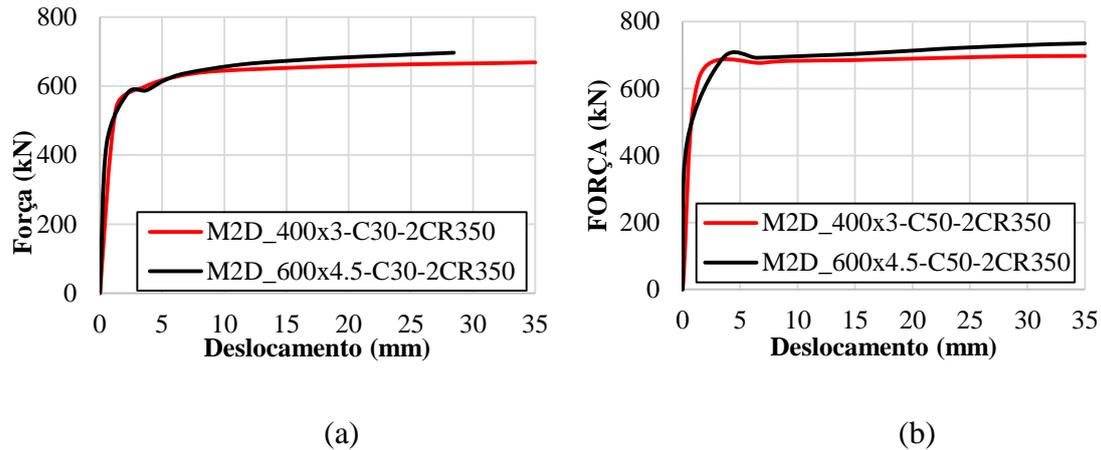


Figura 4.6 – Comparação da influência do diâmetro em modelo com seção de mesma esbeltez: (a)  $f_c = 30$  MPa e (b)  $f_c = 50$  MPa.

Tabela 4.4. – Análise comparativa sobre a influência do diâmetro em modelos de mesma esbeltez

Nomenclatura	$f_c$ do concreto (Mpa)	$f_y$ do conector (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	Classificação	Força máxima (kN)	Diferença entre as forças máximas (%)
M2D_400x3-C30-2CR350	30	350	133.33	Semicompacta	668.62	4%
M2D_600x4.5-C30-2CR350			133.33	Semicompacta	696.76	
M2D_400x3-C50-2CR350	50		133.33	Semicompacta	697.65	5%
M2D_600x4.5-C50-2CR350			133.33	Semicompacta	735.03	

A diferença observada no resultado entre os modelos de mesma esbeltez foi mínima e, provavelmente, é devida a maior restrição do concreto pelo próprio concreto do núcleo do modelo de maior diâmetro. O parâmetro que considera os efeitos de confinamento global e o confinamento parcial da seção sobrepostos é dado pela razão entre a área da seção transversal do núcleo de concreto e a área carregada abaixo de dispositivos para introdução de forças, sendo essa relação 58,8 para o modelo 400x3 e 114.30 para o modelo 600x4.5. Na equação da EN 1994.1.1.2004 essa razão é limitada a 20 indicando que valores acima desse não devem influenciar significativamente no confinamento, como foi observado nos resultados encontrados.

Além da análise descrita no parágrafo anterior, buscou-se investigar melhor as condições de confinamento. Desta forma, a partir da Equação (2.1), determinou-se o fator de confinamento ( $\xi$ ) para cada modelo e o comportamento do PMPC considerando esse fator pode ser observado nas Figuras 4.7 e 4.8, cujos dados estão descritos na Tabela 4.5.

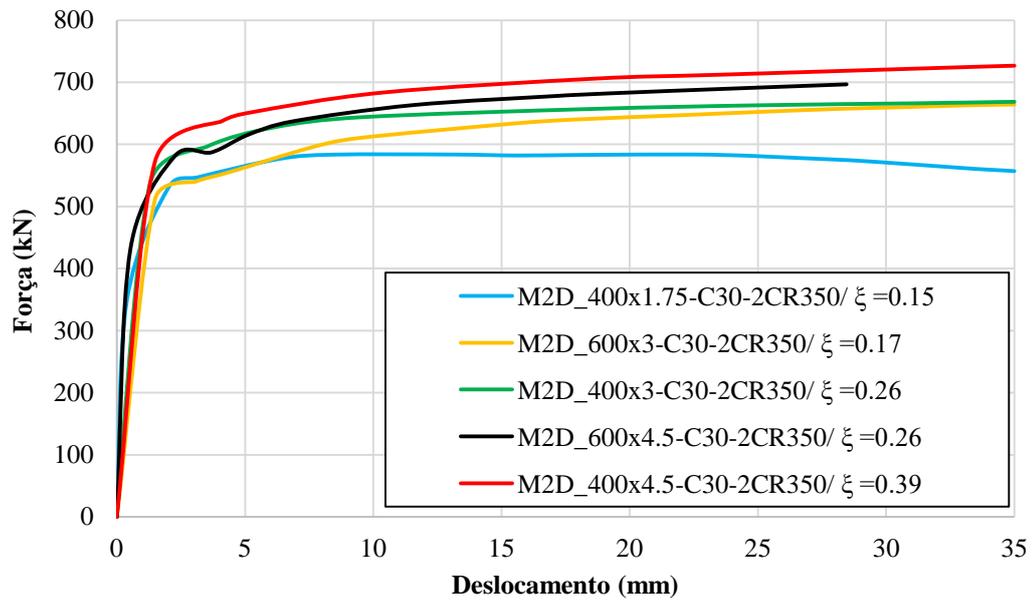


Figura 4.7 – Curvas de força versus deslocamento para o concreto confinado com  $f_c = 30$  MPa.

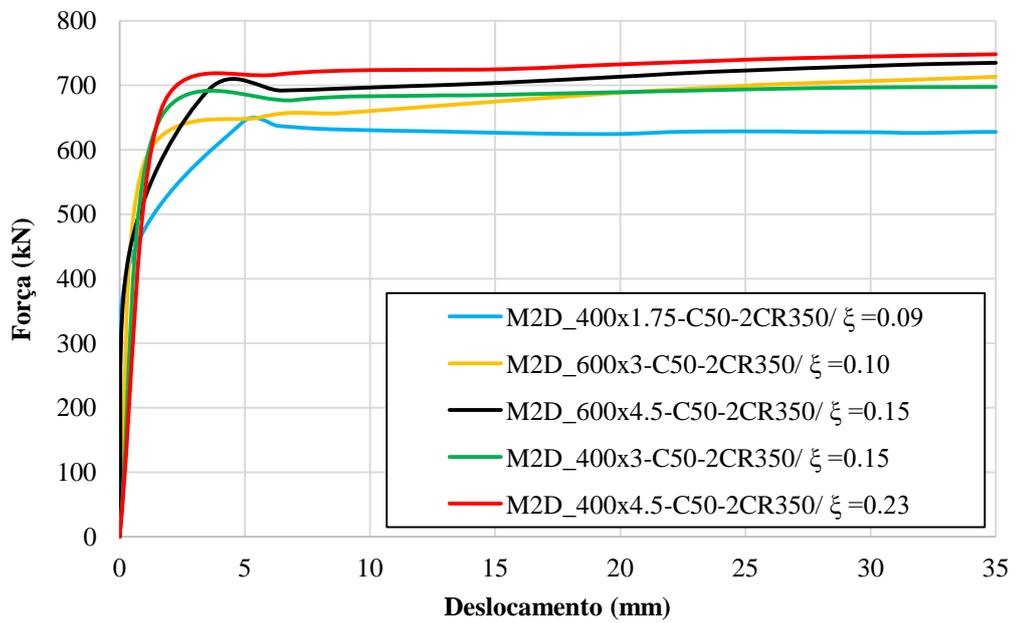


Figura 4.8 – Curvas de força versus deslocamento para o concreto confinado com  $f_c = 50$  MPa.

Tabela 4.5. – Definição do fator de confinamento ( $\xi$ ) para os modelos com Crestbond com dois *dowels* de aço.

Nomenclatura	$f_v$ do tubo (Mpa)	$f_c$ do concreto (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	Área da seção do tubo de aço ( $A_a$ )	Área da seção do núcleo de concreto ( $A_c$ )	$\xi$	Força máx. (kN)
M2D_400x1.75-C30-2CR350	250	30	228.57	2189.49	123474.21	0.15	583.81
M2D_400x3-C30-2CR350			133.33	3741.64	121922.07	0.26	668.62
M2D_400x4.5-C30-2CR350			88.88	5591.25	120072.46	0.39	726.73
M2D_600x3-C30-2CR350			200	5626.59	277116.75	0.17	664.23
M2D_600x4.5-C30-2CR350			133.33	8418.68	274324.66	0.26	696.76
M2D_400x1.75-C50-2CR350		50	228.57	2189.49	123474.21	0.09	642.70
M2D_400x3-C50-2CR350			133.33	3741.64	121922.07	0.15	697.65
M2D_400x4.5-C50-2CR350			88.88	5591.25	120072.46	0.23	748.17
M2D_600x3-C50-2CR350			200	5626.59	277116.75	0.10	713.41
M2D_600x4.5-C50-2CR350			133.33	8418.68	274324.66	0.15	735.03

Com relação a restrição ao conector conferida pela seção tubular de aço, é possível observar, nas curvas força *versus* deslocamento lateral do conector da Figura 4.9, que o modelo esbelto M2D\_400x1.75-C30-2CR350 (Figura 4.9a) confere menor restrição à saída lateral do conector que o modelo compacto M2D\_400x4.5-C30-2CR350 (Figura 4.9b). Além disso, verificou-se que, ao aproximar da força máxima, a saída lateral do conector aumenta significativamente, indicando a saída do conector do pilar, como demonstra a Figura 4.10.

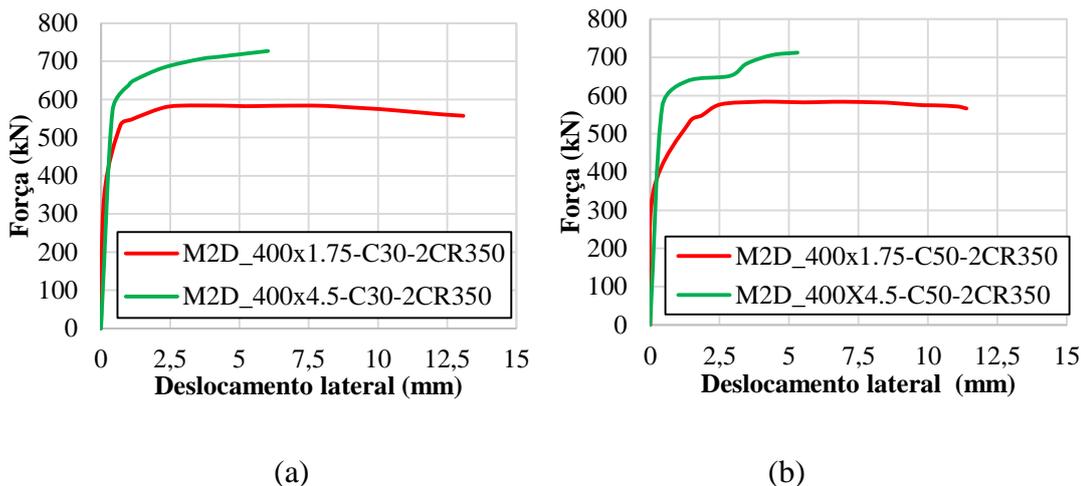


Figura 4.9 – Comparação entre as curvas de força versus deslocamento lateral do conector para o modelo mais esbelto e do compacto: (a)  $f_c = 30$  MPa e (b)  $f_c = 50$  MPa

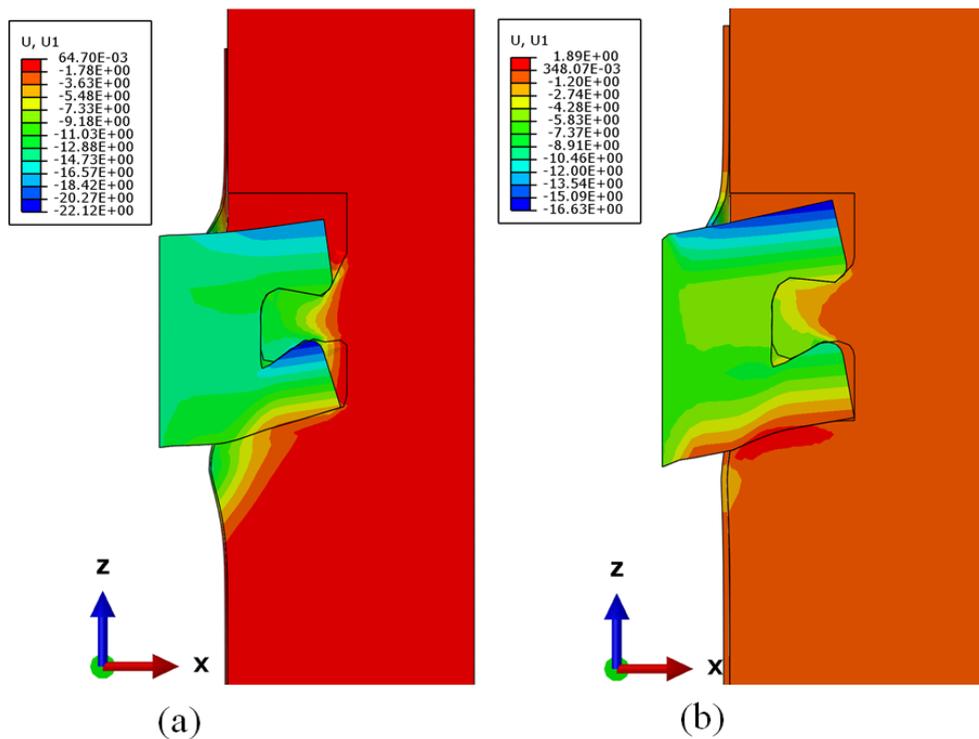


Figura 4.10 – Saída do conector, representação do fim da análise: (a) o modelo esbelto M2D\_400x1.75-C30-2CR350; (b) . modelo compacto M2D\_400x4.5-C30-2CR350

## 4.3.2 Conector

### 4.3.2.1 Número de *dowels* de aço

A primeira investigação sobre os conectores de cisalhamento no comportamento do PMPC foi avaliar a interferência do número de *dowels* de aço do Crestbond. Para isso foram simulados modelos com dois e três *dowels* de aço por conector na seção, como pode ser verificado na Figura 4.11.

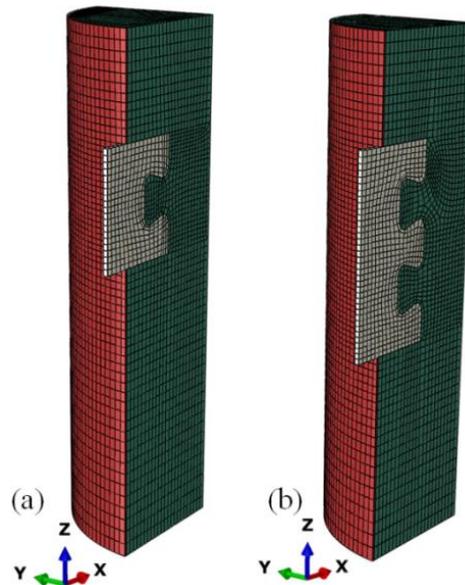


Figura 4.11 – Modelos do estudo de sensibilidade do número de *dowels* de aço no conector: (a) Modelo padrão com dois *dowels* de aço; (b) Modelo com três *dowels* de aço.

Conforme mostram as Figuras 4.12 e 4.13, observou-se que a adição de mais um *dowel* de aço e, conseqüentemente, mais um *dowel* de concreto na conexão, aumenta a capacidade resistente do conector quando comparado ao modelo padrão com dois *dowels* de aço no Crestbond, considerando os modelos com  $f_c = 30$  MPa e os com  $f_c = 50$  MPa, ver Tabelas 4.6 e 4.7.

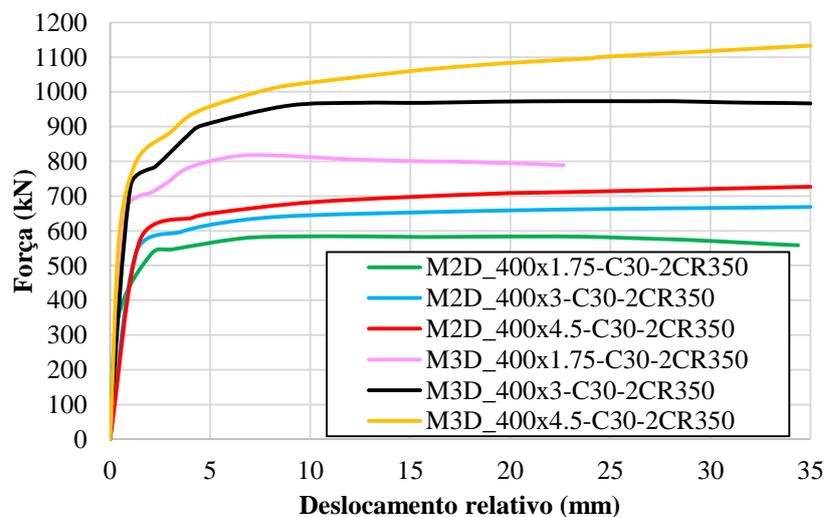


Figura 4.12 – Comparação entre os modelos numéricos com dois e três *dowels* de aço no conector, para concreto com  $f_c = 30$  MPa.

Tabela 4.6. – Resultados dos modelos numéricos com dois e três *dowels* de aço no conector, para concreto com  $f_c = 30$  MPa.

Nomenclatura	Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Número de <i>dowels</i> de aço no conector	$f_c$ do concreto (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	$F_{\text{máx até 5mm}}$ (kN)	Razão $F_{\text{máx,5mm}}$
M2D_400x1.75-C30-2CR350	400	1.75	2	30	228.57	566.77	1,41
M3D_400x1.75-C30-2CR350			3			802.04	
M2D_400x3-C30-2CR350		3	2		133.33	612.33	1,49
M3D_400x3-C30-2CR350			3			914.38	
M2D_400x4.5-C30-2CR350		4.5	2		88.89	648.97	1,55
M3D_400x4.5-C30-2CR350			3			1006.69	

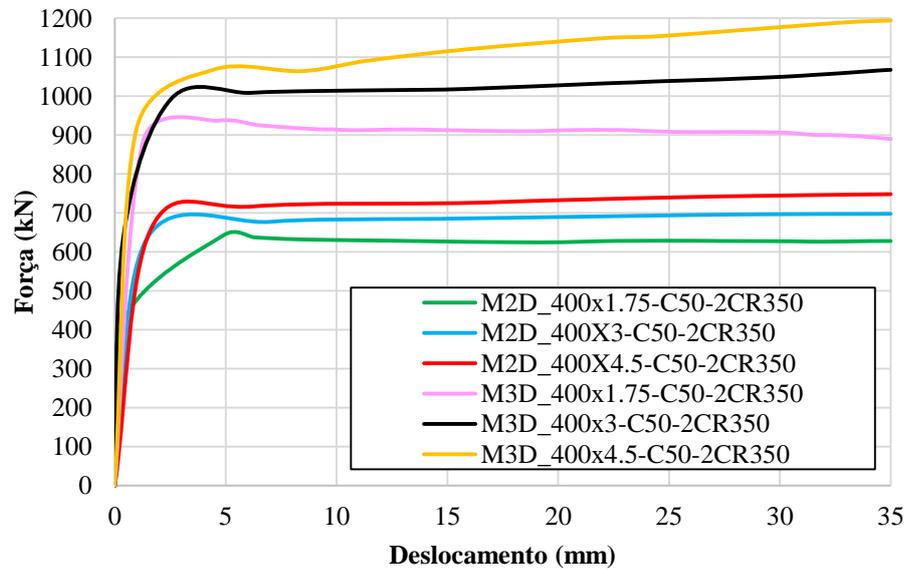


Figura 4.13 – Comparação entre os modelos numéricos com dois e três *dowels* de aço no conector, para concreto com  $f_c = 50$  MPa.

Tabela 4.7. – Resultados dos modelos numéricos com dois e três *dowels* de aço no conector, para concreto com  $f_c = 50$  MPa.

Nomenclatura	Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Número de <i>dowels</i> de aço no conector	fc do concreto (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	$F_{\text{máx até 5mm}}$ (kN)	Razão $F_{\text{máx,5mm}}$
M2D_400x1.75-C50-2CR350	400	1.75	2	50	228.57	642.70	1.46
M3D_400x1.75-C50-2CR350			3			936.71	
M2D_400x3-C50-2CR350		3	2		133.33	677.20	1.48
M3D_400x3-C50-2CR350			3			1008.38	
M2D_400x4.5-C50-2CR350		4.5	2		88.89	716.63	1,48
M3D_400x4.5-C50-2CR350						3	

O comportamento plástico dos PMPC apresentou trechos de inclinação quase nula que variou pouco conforme a esbeltez do modelo para os modelos com dois *dowels* de aço, já nos modelos com três *dowels* de aço, o trecho pós pico apresentou uma rigidez positiva para o modelos compacto e semcompacto, enquanto que para o modelo esbelto apresentou um trecho com amolecimento.

Outra observação que pode ser feita é sobre os modelos M2D\_400x1.75-C30-2CR350 e M2D\_400x1.75-C50-2CR350 que, com o início do escoamento do conector, apresentaram uma perda de rigidez maior do que os demais modelos. A Figura 4.14a traz a representação da sollicitação do conector do modelo M2D\_400x1.75-C50-2CR350 na força em que se inicia a perda de rigidez, verifica-se que é nesse momento que o primeiro *dowel* de aço do conector apresenta escoamento total de sua seção transversal. Posto isto, a fim de observar qual elemento da conexão governou a falha nos modelos esbeltos, plotou-se a Figura 4.14b com o dano no concreto para a mesma força, indicando que no mesmo estágio de força, apesar do conector já ter sofrido escoamento, o concreto ainda está iniciando seu processo de danificação.

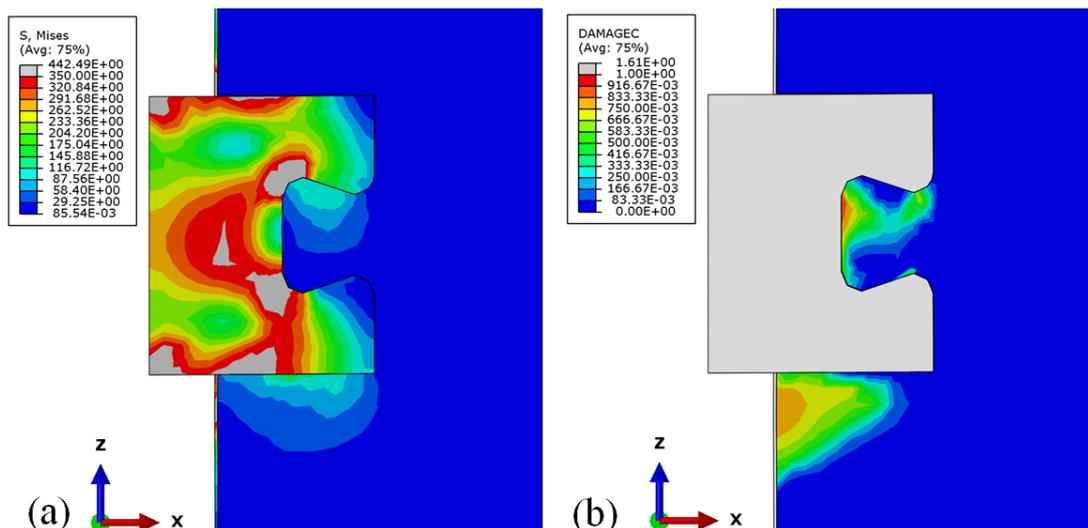


Figura 4.14 – Modelo M2D\_400x1.75-C50-2CR350: (a) Solicitação no conector e (b) dano no concreto.

Uma comparação entre o modelo M2D\_400x1.75-C30-2CR350 (dois *dowels* de aço) e o modelo M3D\_400x1.75-C30-2CR350 (três *dowels* de aço) está apresentada nas Figuras 4.15 e 4.16. Nelas é possível verificar a solicitação no aço do conector e o dano a compressão no concreto, respectivamente, quando analisados para a força máxima até 5mm de deslizamento relativo. Para esse nível de deslocamento o conector já escoou, o concreto se encontra bastante danificado e, pelo gráfico da Figura 4.12, pode-se concluir que a partir desse ponto a conexão no modelo de maior esbelteza passa a deslizar verticalmente de modo acentuado sem apresentar ganhos significativos na capacidade resistente.

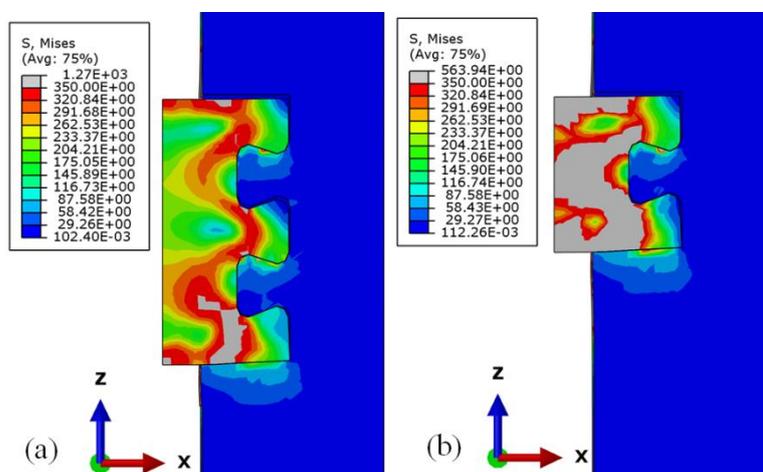


Figura 4.15 – Comparação entre a solicitação do conector para os modelos numéricos 400x1.75 com  $f_c = 30$  MPa: (a) com três *dowels* de aço e (b) com dois e três *dowels* de aço.

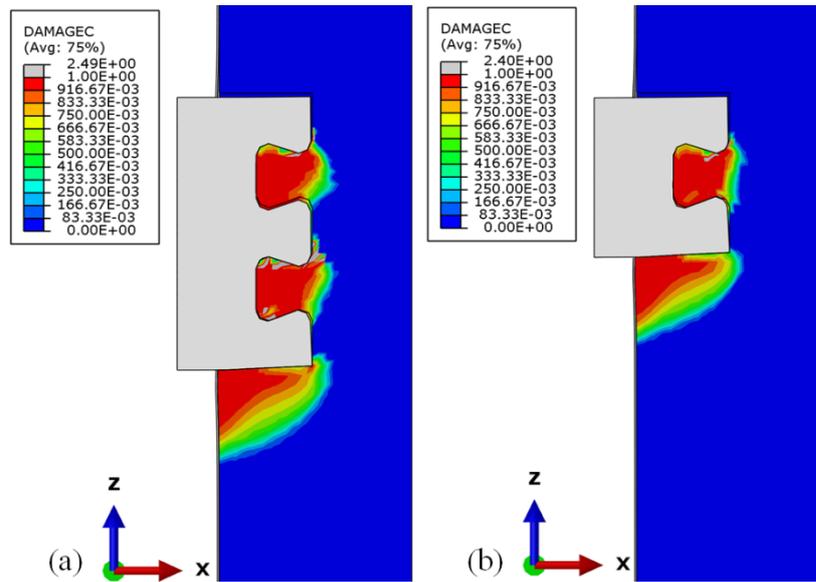


Figura 4.16 –Dano no concreto para para os modelos numéricos 400x1.75 com  $f_c = 30$  MPa: (a) Conector com três *dowels* de aço e (b) Conector com dois *dowels* de aço.

O mesmo padrão de distribuição das tensões no conector também pôse ser observado nos modelos compactos quando analisados para a força máxima até 5mm de deslizamento relativo, ver Figura 4.17.

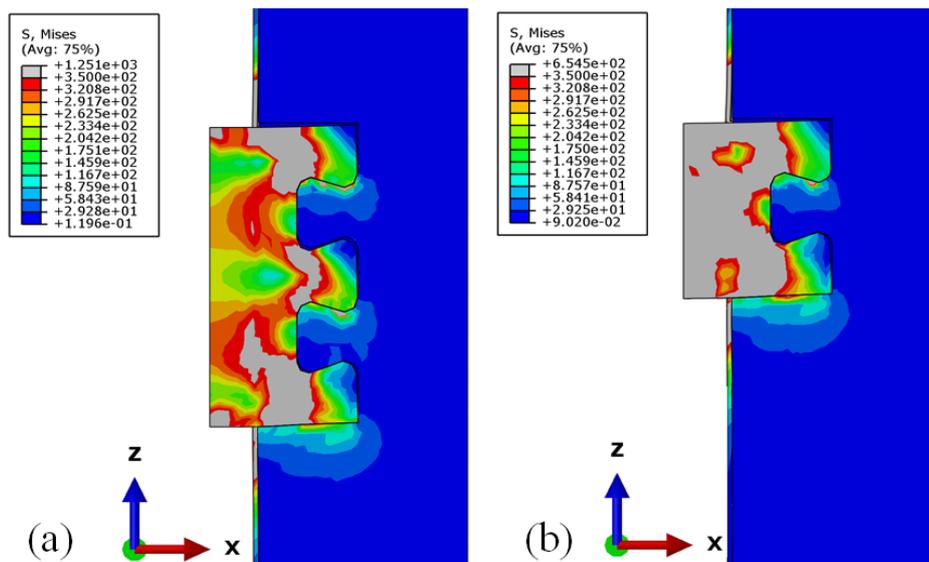


Figura 4.17 – Comparação entre a solicitação do conector para os modelos numéricos 400x4.5 com  $f_c = 30$  MPa: (a) com três *dowels* de aço e (b) com dois *dowels* de aço.

A partir das relações entre os resultados numéricos obtidos, pôde-se estabelecer uma análise analítica para estimar a força resistida por cada *dowel* de aço e a resistência frontal por meio da Equação (4.1). Os resultados obtidos podem ser verificados na Tabela 4.8.

$$\begin{cases} 1D + 1F = F_{m\acute{a}x,modelo \text{ com dois } dowels \text{ de } \acute{a}ço \text{ no conector}} \\ 2D + 1F = F_{m\acute{a}x,modelo \text{ com tr\^es } dowels \text{ de } \acute{a}ço \text{ no conector}} \end{cases} \quad (4.1)$$

Tabela 4.8. – Estimativa da força resistida por cada *dowel* de aço e frontal

Nomenclatura	d (mm)	t (mm)	Nº de <i>dowels</i> de aço	f <sub>c</sub> do concreto (Mpa)	Esbeltez (λ)	Força máxima (kN)	Força por <i>dowel</i> (kN)	Frontal (kN)
M2D_400x1. 75-C30-2CR350	400	1.75	2	30	228.57	583.81	233.48	350.328
M3D_400x1. 75-C30-2CR350			3			817.29		
M2D_400x3-C30-2CR350		3	2		133.33	668.62	304.60	364.012
M3D_400x3-C30-2CR350			3			973.22		
M2D_400x4. 5-C30-2CR350		4.5	2		88.89	726.73	406.19	320.54
M3D_400x4. 5-C30-2CR350			3			1132.92		
M2D_400x1. 75-C50-2CR350		1.75	2	50	228.57	642.70	294.01	348.696
M3D_400x1. 75-C50-2CR350			3			936.71		
M2D_400x3-C50-2CR350		3	2		133.33	697.65	369.74	327.904
M3D_400x3-C50-2CR350			3			1067.39		
M2D_400x4. 5-C50-2CR350		4.5	2		88.89	748.17	446.10	302.072
M3D_400x4.5-C50-2CR350			3			1194.26		

Através dos resultados da Tabela 4.8, pode-se verificar que, conforme a esbeltez da seção aumenta, a capacidade resistente dos *dowels* de concreto diminui, esse comportamento se dá devido ao menor confinamento conferido pelo tubo. Além disso, observou-se que o valor do frontal se manteve praticamente constante, o que permite concluir que a capacidade resistente do frontal é pouco influenciada pela esbeltez.

#### 4.3.2.2 Conectores sem *dowels* de aço (chapa plana)

A altura do conector Crestbond consiste na altura do dente e uma altura de extensão da chapa da base do dente que varia conforme a tipologia do sistema onde se empregará o conector, como pode ser observada na Figura 2.13. No presente trabalho, os conectores Crestbond utilizados possuíam a altura apresentada na Figura 4.18.

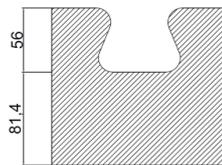


Figura 4.18 – Altura do conector Crestbond, medidas em mm.

No item anterior, avaliou-se a distribuição das forças entre os *dowels* de aço do conector, no entanto, ao longo das análises, verificou-se que a parte da chapa estendida (40 mm) que adentra o núcleo de concreto também auxilia na capacidade resistente da conexão. Desta forma, buscou-se investigar quanto de força esse prolongamento de chapa recebe e qual a porcentagem desta diante da força máxima obtida para o modelo com recortes regulares. Para isso, simularam-se modelos como o apresentado na Figura 4.19 e o comportamento das curvas força *versus* deslocamento são apresentados na Figura 4.20.

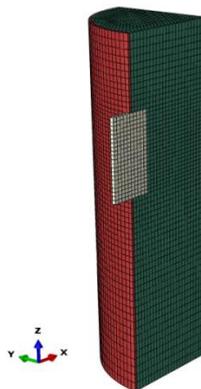


Figura 4.19 – Modelo com conector em chapa plana

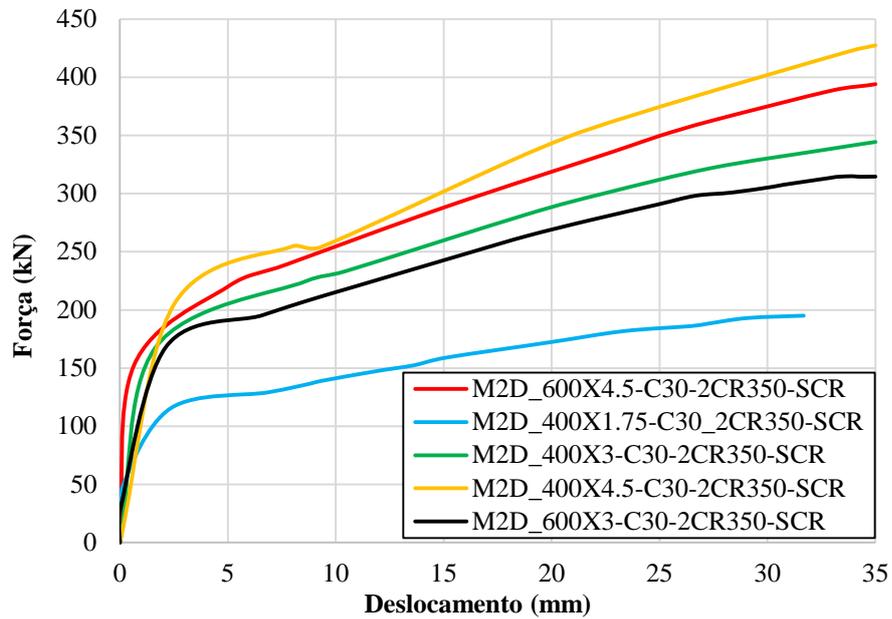


Figura 4.20 – Curvas força *versus* deslocamento relativo dos modelos numéricos com conectores em chapa plana.

Como se pode verificar, os modelos com conectores sem *dowels* apresentaram o mesmo padrão de comportamento dos modelos com Crestbond, tendo a esbeltez grande influência na curva. A partir das análises dos resultados, na Tabela 4.9, foi possível mensurar a razão da força suportada na conexão sem *dowels* no conector e a força suportada pelo modelo padrão, considerando para essa comparação a força atingida em 5mm de deslizamento relativo.

Tabela 4.9. – Influência da presença de *dowels* no conector

Nomenclatura	D (mm)	t (mm)	Esbeltez ( $\lambda$ )	$f_c$ (Mpa)	$F_{5mm}$ do modelo com conector em chapa plana (kN)	$F_{5mm}$ do modelo padrão (kN)	Razão entre $F_{5mm}$
M2D_400x1.75-C30-2CR350-SCR	400	1.75	Esbelto	30	129.16	566.77	0.23
M2D_400x3-C30-2CR350-SCR		3	Semicompacto		209.14	612.33	0.34
M2D_400x4.5-C30-2CR350-SCR		4.5	Compacto		239.11	648.97	0.37
M2D_600x3-C30-2CR350-SCR	600	3	Esbelto		195.36	555.708	0.35
M2D_600x4.5-C30-2CR350-SCR		4.5	Semicompacto		220.42	615.656	0.36

Com relação a Figura 4.16, verificou-se que os modelos esbeltos foram os mais sensíveis com a retirada dos *dowels* de aço. Se tratando da diferença entre as forças obtidas a 5mm de deslizamento relativo dos modelos com conectores com e sem *dowels*, observou-se que quanto mais compacto e quanto maior a espessura do tubo, maior é parcela resistida pela extensão da chapa.

Baseado nos resultados numéricos, estabeleceram-se relações de razão entre a força máxima do modelo e a força estimada para a chapa de acordo com a equação da norma europeia EN 1994-1-1: 2004, ver Equação (2.2), para verificar qual a contribuição da chapa. Os resultados numéricos desses modelos foram organizados e estão apresentados na Tabela 4.10. Como conclusão, tem-se que em pilares com espessuras muito finas, o conector governa o comportamento da conexão.

Tabela 4.10. – Estimativa da força resistida por cada *dowel* de aço e frontal

Nomenclatura	$f_c$ (Mpa)	$\eta cL$	D (mm)	t (mm)	$f_{y, \text{tubo}}$ (Mpa)	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{c0}$ (mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c, Rd}$ (Mpa)	$F_{\text{máx}}$ da chapa pela norma (kN)	$F_{\text{máx}}$ do modelo (kN)	% da chapa
M2D_400x1.75- C30-2CR350- SCR	30	4.9	400	1.75	250	123474.21	1000	158.13	158.13	195.04	81%
M2D_400x3- C30-2CR350- SCR				3		121922.07		175.25	175.25	344.41	51%
M2D_400x4.5- C30-2CR350- SCR				4.5		120072.46		195.80	195.80	427.42	46%
M2D_600x3- C30-2CR350- SCR			600	3		277116.75		161.56	161.56	314.94	51%
M2D_600x4.5- C30-2CR350- SCR				4.5		274324.66		175.25	175.25	394.06	56%

#### 4.3.2.3 Quatro conectores na seção transversal

Foi realizada, também, uma simulação de caráter exploratório para analisar a resposta do modelo quando atribuídos mais conectores na seção. Para tanto, modelos com quatro conectores foram desenvolvidos, como indica a Figura 4.17. As curvas força *versus* deslocamento e a comparação com os modelos com dois conectores na seção podem ser verificados na Figura 4.18 e na Tabela 4.11, respectivamente.

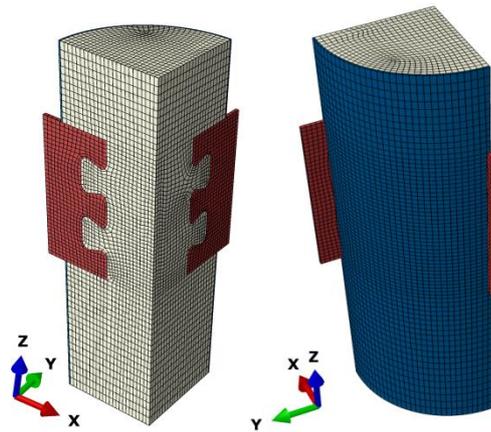


Figura 4.21 – Modelo numérico com quatro conectores na seção

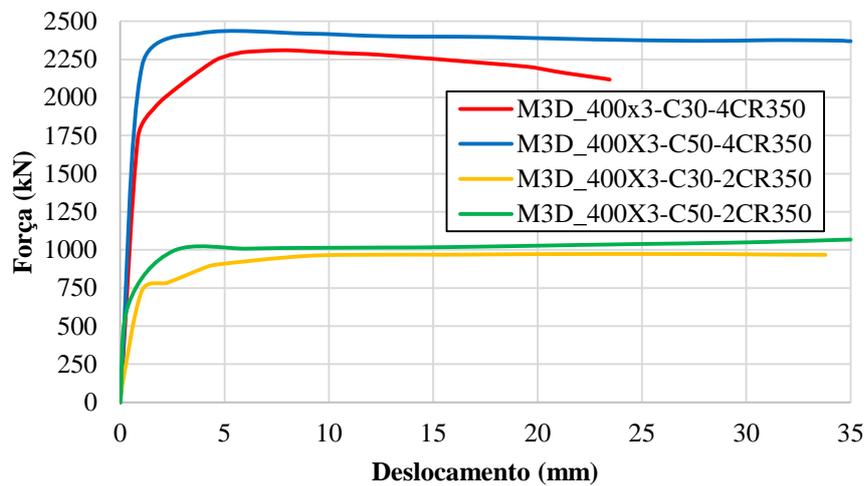


Figura 4.22 – Curvas força *versus* deslocamento relativo dos modelos numéricos com dois e quatro conectores na seção.

Tabela 4.11. – Análise comparativa da força máxima no modelos com dois e quatro conectores na seção.

Nomenclatura	Nº de conectores na seção	fc do concreto (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	Força máxima (kN)	Razão
M3D_400x3-C30-4CR350	4	30	133.33	2309.49	2.37
M3D_400x3-C30-2CR350	2			973.22	
M3D_400x3-C50-4CR350	4	50		2421.02	2.27
M3D_400x3-C50-2CR350	2			1067.39	

A inclusão de mais dois conectores na seção, o dobro do modelo padrão, elevou o valor da força máxima resistida pelo modelo em mais de 50%, isso se deve ao fato da capacidade resistente estar diretamente ligada ao comportamento do conector e também pelo fato de que, com um maior número de conectores, o concreto ser mais solicitado e confinado pelos *dowels* de aço dos Crestbond. Na Figura 4.23 é possível verificar essa interação que os quatro conectores geram no concreto do PMPC. A análise permitiu observar que, também, além do dano a compressão na região da conexão, nos modelos com quatro conectores na seção, o núcleo do concreto também passa a ser solicitado (Figura 4.23a). Diferentemente do modelo com dois conectores na seção (Figura 4.23b).

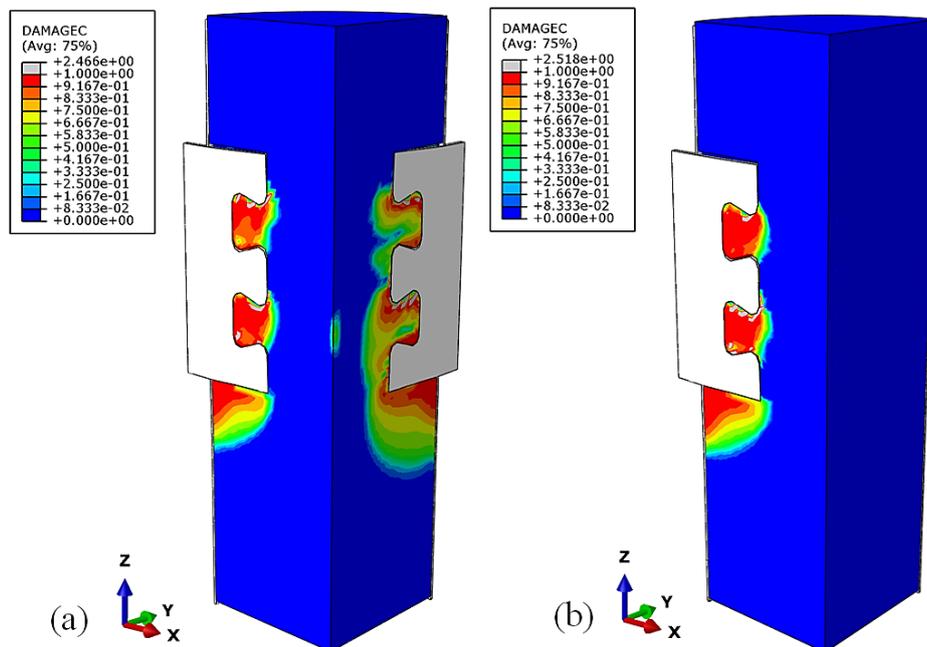


Figura 4.23 – Dano a compressão no concreto nos modelos numéricos: (a) com quatro conectores na seção e (b) com dois conectores na seção.

## 4.4 Variação dos parâmetros materiais

### 4.4.1 Resistência do concreto

Com o objetivo de avaliar especificamente como a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) de preenchimento influencia no comportamento da conexão em PMPC, foram desenvolvidos modelos com os mesmos parâmetros geométricos, alterando-se apenas a resistência do concreto. Definiu-se que os valores alternados de  $f_c$  seriam de 30 MPa e 50 MPa, visto que são os mais comuns para tal finalidade. As análises a respeito da diferença gerada ao se alterar a resistência à compressão do concreto se encontram na Tabela 4.12.

Na Figura 4.24 estão apresentadas as curvas de comportamento para os modelos de PMPC com 400 e 600 mm de diâmetro com dois conectores Crestbond de dois *dowels* de aço na seção.

Tabela 4.12. – Análise comparativa da força máxima no modelos quando se varia o  $f_c$  do concreto.

Nomenclatura	$f_c$ do concreto (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	Classificação	Força máxima (kN)	Razão $f_c$
M2D_400x1.75-C30-2CR350	30	228.57	Esbelto	583.81	1.10
M2D_400x1.75-C50-2CR350	50	228.57	Esbelto	642.70	
M2D_400x3-C30-2CR350	30	133.33	Semicompacto	668.62	1.04
M2D_400x3-C50-2CR350	50	133.33	Semicompacto	697.65	
M2D_400x4.5-C30-2CR350	30	88.89	Compacto	726.73	1.03
M2D_400x4.5-C50-2CR350	50	88.89	Compacto	748.17	
M2D_600x3-C30-2CR350	30	200.00	Esbelto	664.23	1.07
M2D_600x3-C50-2CR350	50	200.00	Esbelto	713.41	
M2D_600x4.5-C30-2CR350	30	133.33	Semicompacto	696.76	1.05
M2D_600x4.5-C50-2CR350	50	133.33	Semicompacto	735.03	

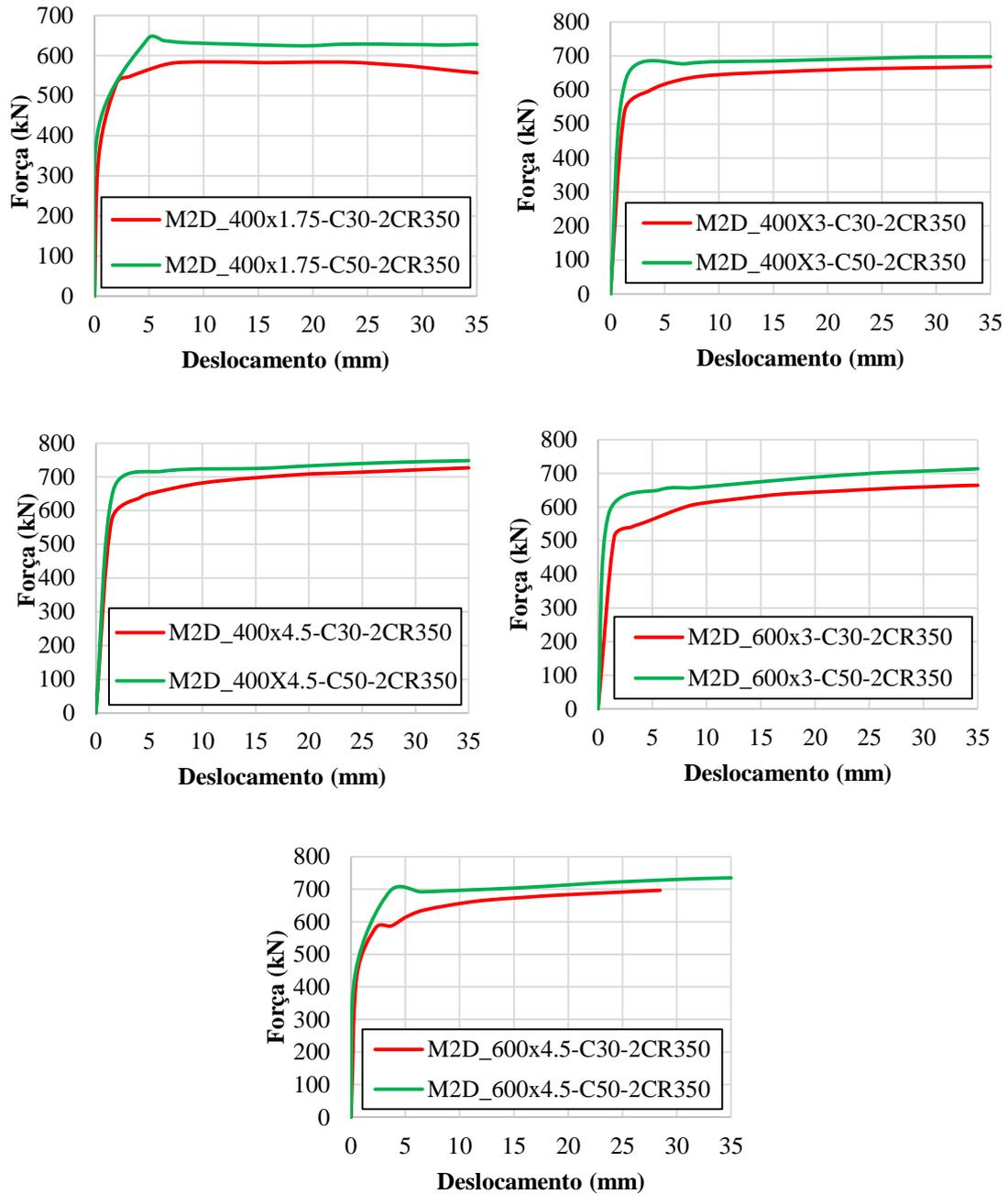


Figura 4.24 – Estudo de sensibilidade quanto a variação da resistência à compressão do concreto.

Como esperado, observou-se que ao aumentar a resistência à compressão do concreto, o modelo apresentou um comportamento mais resistente. Nas curvas para concreto com  $f_c = 50$  MPa, os modelos numéricos apresentaram curvas próximas aos modelos com menor resistência, diferenciando-se quando esta se aproximava da força máxima atingida pelo modelo.

Realizou-se uma análise com as forças a 5mm de deslizamento, ver Tabela 4.13. O esperado era que o aumento da capacidade resistente devido o aumento do  $f_c$  do concreto fosse na razão de 1,29 pela estimativa das Equações (2.3) e (2.4), que avaliam a falha do concreto por cisalhamento e por *pry-out*, respectivamente. No entanto, esse aumento foi inferior ao esperado, apresentando-se próximo para os modelos com esbeltez diferentes, independentemente do diâmetro do tubo de aço. A conclusão que se chega diante do fato de não se ter observado o ganho esperado na capacidade resistente ao aumentar o  $f_c$  do concreto é que houve falha no aço do conector com alguma influência do concreto, chamada de falha mista.

Tabela 4.13. – Análise comparativa da força a 5mm de deslizamento no modelos quando se varia o  $f_c$  do concreto.

Nomenclatura	fc do concreto (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	Classificação	Força a 5mm - "F <sub>5mm</sub> " (kN)	Razão (f <sub>5mm</sub> )
M2D_400x1. 75-C30-2CR350	30	228.57	Esbelto	566.77	1.13
M2D_400x1. 75-C50-2CR350	50	228.57	Esbelto	640.45	
M2D_400x3-C30-2CR350	30	133.33	Semicompacto	612.33	1.11
M2D_400x3-C50-2CR350	50	133.33	Semicompacto	677.20	
M2D_400x4. 5-C30-2CR350	30	88.89	Compacto	648.97	1.10
M2D_400x4. 5-C50-2CR350	50	88.89	Compacto	716.63	
M2D_600x3-C30-2CR350	30	200	Esbelto	565.708	1.15
M2D_600x3-C50-2CR350	50	200	Esbelto	650.472	
M2D_600x4. 5-C30-2CR350	30	133.33	Semicompacto	615.656	1.12
M2D_600x4. 5-C50-2CR350	50	133.33	Semicompacto	692.04	

Na Figura 4.25 está apresentada a comparação entre os resultados obtidos da forças a 5mm de deslizamento relativo para os modelos com seção de mesma esbeltez sem *dowels* de aço no conector, onde foi possível visualizar melhor a sensibilidade da variação que a resistência confere ao modelo. Além disso, pode-se perceber que quase não há diferença entre força até 5mm de deslizamento relativo dos modelos para a mesma resistência de concreto, ver Tabela 4.14.

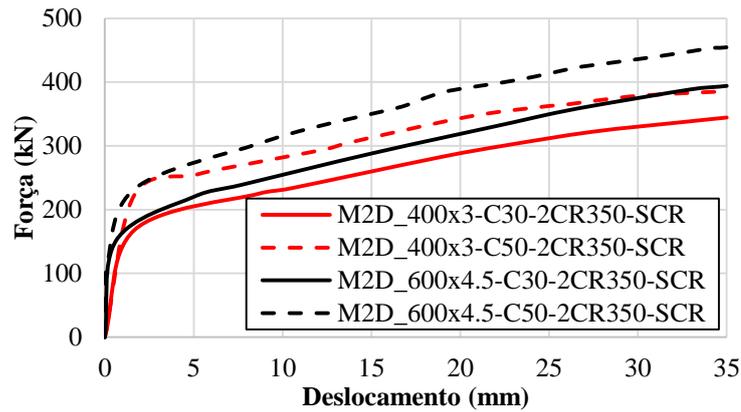


Figura 4.25 – Variação da resistência à compressão do concreto: modelos com conector em chapa.

Tabela 4.14. – Curvas força *versus* deslocamento para modelos numéricos com a chapa estendida para modelos em que se varia o  $f_c$  do concreto.

Nomenclatura	$f_c$ do concreto (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	Classificação	$F_{5mm}$ (kN)	Razão $f_c$
M2D_400x3-C30-2CR350-SCR	30	133.33	Semicompacto	209.14	1.22
M2D_400x3-C50-2CR350-SCR	50	133.33	Semicompacto	254.84	
M2D_600x4.5-C30-2CR350-SCR	30	133.33	Semicompacto	220.42	1.24
M2D_600x4.5-C50-2CR350-SCR	50	133.33	Semicompacto	273.83	

#### 4.4.2 Resistência do conector

Observado que as características geométricas do conector tem grande influência no comportamento da conexão, buscou-se compreender como as propriedades mecânicas do Crestbond contribuem na capacidade resistente, ductilidade e rigidez dessa ligação, a fim de se estabelecer as definições mais adequadas para o tipo de conector que se deseja.

Para isso foram realizados estudos de sensibilidade dos parâmetros variando a resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) do conector de 350 MPa para 450 MPa, e os resultados são apresentados nas Figuras 4.22 e 4.23, cujos dados relevantes das análises estão nas Tabela 4.15 e 4.16.

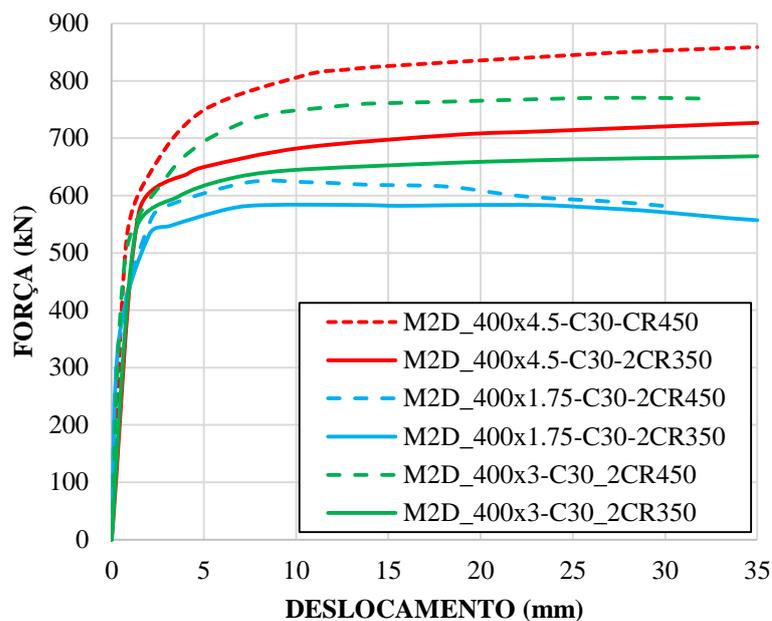


Figura 4.26 – Variação da resistência ao escoamento do aço: modelos com  $f_c = 30$  MPa.

Tabela 4.15. – Estudo de sensibilidade da variação da resistência ao escoamento do aço: modelos com  $f_c = 30$  MPa.

Nomenclatura	$f_y$ do conector (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	Classificação	Força máxima (kN)	Razão $f_c$
M2D_400x1.75-C30-2CR450	450	228.57	esbelto	623.52	1.07
M2D_400x1.75-C30-2CR350	350	228.57	esbelto	583.81	
M2D_400x3-C30-2CR450	450	133.33	semicompacto	770.38	1.15
M2D_400x3-C30-2CR350	350	133.33	semicompacto	668.62	
M2D_400x4.5-C30-2CR450	450	88.89	compacto	858.78	1.18
M2D_400x4.5-C30-2CR350	350	88.89	compacto	726.73	

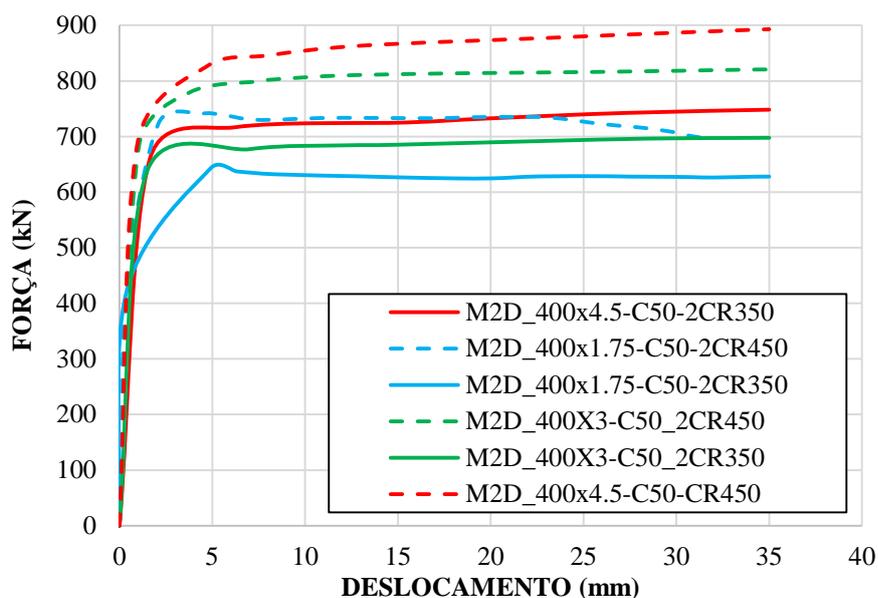


Figura 4.27 – Variação da resistência ao escoamento do aço: modelos com  $f_c = 50$  MPa.

Tabela 4.16. – Estudo de sensibilidade da variação da resistência ao escoamento do aço: modelos com  $f_c = 50$  MPa.

Nomenclatura	$f_y$ do Crestbond (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	Classificação	Força máxima (kN)	Razão $f_c$
M2D_400x1.75-C50-2CR450	450	228.57	Esbelto	740.91	1.15
M2D_400x1.75-C50-2CR350	350	228.57	Esbelto	642.70	
M2D_400x3-C50-2CR450	450	133.33	Semicompacto	820.46	1.17
M2D_400x3-C50-2CR350	350	133.33	Semicompacto	697.65	
M2D_400x4.5-C50-2CR450	450	88.89	Compacto	892.97	1.19
M2D_400x4.5-C50-2CR350	350	88.89	Compacto	748.17	

O aumento da resistência ao escoamento do aço do conector, conforme os resultados apresentados, influencia na força máxima resistida pelos modelos e essa contribuição varia conforme a esbeltez da seção de cada um. No entanto, esse aumento da força não ocorre de modo linear ao aumento de  $f_y$ .

Os modelos mais esbeltos (400x1.75) se apresentaram sensíveis ao aumento da resistência ao escoamento do aço e a resistência a compressão do concreto, associação esta que conferiu um aumento da rigidez da conexão no modelo. No entanto, comparados aos demais modelos, o mais esbelto foi o que menos teve sua capacidade resistente influenciada pela maior resistência do aço do conector. Isso ocorre devido a capacidade resistente do *dowel* de aço sofrer influência do confinamento, fato já observado na Tabela 4.8.

Outras análises foram feitas para avaliar o que mudaria no comportamento das ligações em que se suprimissem os *dowels* de aço do conector e os mantivessem em chapa plana, como os presentes no item 4.2.2.2. Na Figura 4.28, verificou-se que quando não há *dowel*, a resistência do conector quase não influencia no comportamento da conexão, ou seja, adotar conectores com maior resistência é interessante quando estes possuem *dowels* de aço. Informações sobre as análises se encontram na Tabela 4.17.

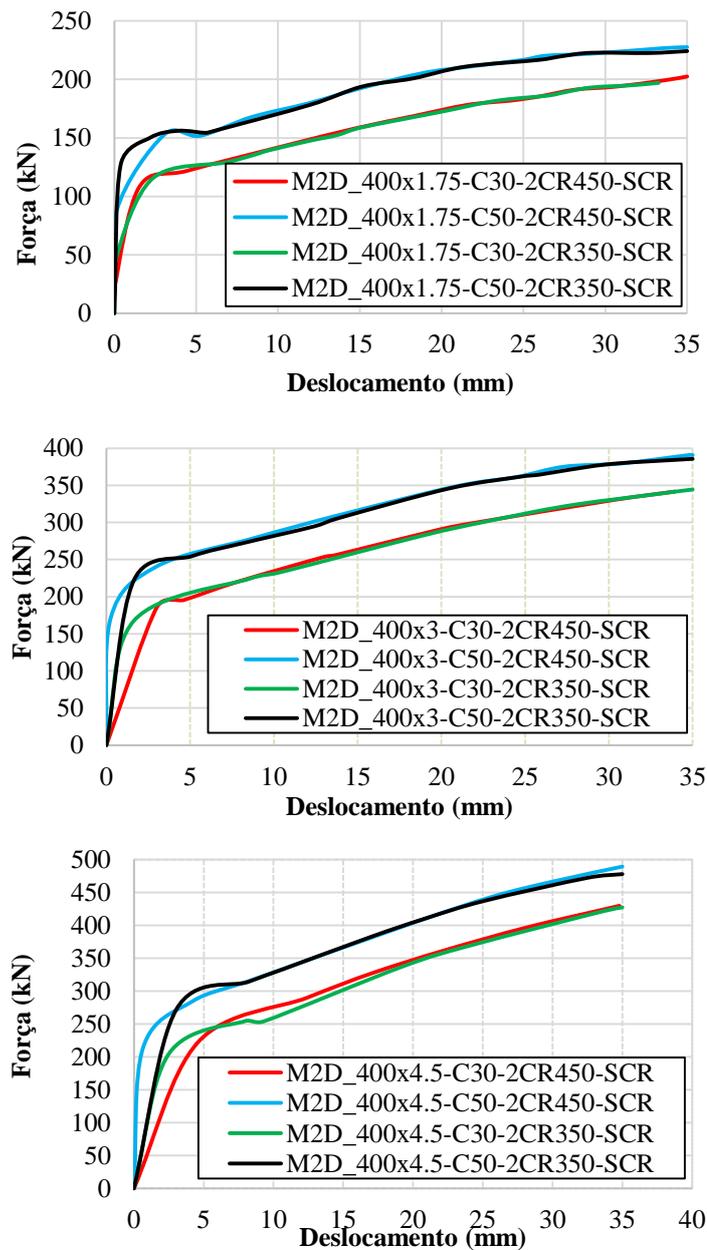


Figura 4.28 – Variação da resistência ao escoamento do aço do conector: modelos com conectores em chapa plana.

Tabela 4.17. – Estudo de sensibilidade da variação da resistência ao escoamento do aço: modelos com conectores em chapa plana.

Nomenclatura	fy do conector (Mpa)	fc do concreto (Mpa)	Classificação	Força máxima (kN)	Razão entre $F_{máx}$
M2D_400x1.75-C30-2CR450-SCR	450	30	esbelto	202.45	1.027
M2D_400x1.75-C30-2CR350-SCR	350	50	esbelto	197.06	
M2D_400x3-C30-2CR450-SCR	450	30	semicompacto	344.41	1.004
M2D_400x3-C30-2CR350-SCR	350	50	semicompacto	343.07	
M2D_400x4.5-C30-2CR450-SCR	450	30	compacto	430.34	1.007
M2D_400x4.5-C30-2CR350-SCR	350	50	compacto	427.42	
M2D_400x1.75-C50-2CR450-SCR	450	450	esbelto	227.59	1.015
M2D_400x1.75-C50-2CR350-SCR	350	350	esbelto	224.22	
M2D_400x3-C50-2CR450-SCR	450	450	semicompacto	390.85	1.013
M2D_400x3-C50-2CR350-SCR	350	350	semicompacto	385.67	
M2D_400x4.5-C50-2CR450-SCR	450	450	compacto	489.40	1.024
M2D_400x4.5-C50-2CR350-SCR	350	350	compacto	477.99	

# 5

## CONCLUSÕES

Neste trabalho foi realizado um estudo numérico com objetivo de avaliar o comportamento do conector Crestbond quando utilizado como dispositivo de transferência de força em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) de seção esbelta. A validação do modelo numérico foi realizada a partir das análises experimentais realizadas por Santos (2018) e com base no modelo numérico para PMPC de seção compacta desenvolvido por Cardoso (2018). Em seguida, foi realizado um estudo da sensibilidade dos parâmetros mais relevantes no comportamento do conector na seção mista.

Primeiramente, obteve-se o modelo numérico que foi utilizado nas análises das variações dos parâmetros. Verificada a eficiência do modelo em representar o comportamento dos PMPC de seção esbelta, foi realizada uma transição da geometria do modelo para eliminar possíveis incertezas no processo de modelagem numérica e diminuir o custo computacional das análises. Para que isso fosse possível, testes de sensibilidade foram elaborados e demonstraram a viabilidade dessa transição.

Os parâmetros avaliados foram: variação da esbeltez do perfil tubular de aço, análises com conectores com diferente quantidade de *dowels* de aço, influência das características do e do concreto e aço do conector.

A esbeltez da seção mista se apresentou como o parâmetro que mais influenciou o comportamento da conexão, onde seções mais esbeltas, por conferir um menor confinamento ao concreto do núcleo e menor restrição a saída lateral do conector, apresentaram uma

capacidade resistente menor, indicando que nesses modelos a falha predominante da conexão se dava de modo misto (falha no aço do conector associado pelo concreto).

Analisou-se também a influência da geometria do conector. Modelos com conectores de geometria Crestbond com dois e três *dowels* de aço foram analisados. O acréscimo de mais um *dowel* de aço resultou no aumento da capacidade resistente da conexão, mas não de modo proporcional. O estudo com diferentes números de *dowels* no conector permitiu que se estimasse a capacidade resistente do frontal, capacidade esta que, após os resultados, foi possível verificar que não sofre interferência da esbeltez do perfil tubular. A capacidade dos *dowels* de aço, por sua vez, mostrou-se influenciada pelo efeito de confinamento.

Quando analisados os modelos sem *dowel* de aço no conector, verificou-se que quanto mais esbelta a seção, mais sensível era o comportamento da conexão a ausência dos *dowel*. A baixa capacidade resistente obtida dos modelos mais esbeltos se justifica ao pouco confinamento global conferido pelo tubo de aço esbelto, que associado a ausência do confinamento parcial dado pelos *dowels* de aço influenciam na capacidade resistente da conexão como um todo. Além disso, essas análises permitiram concluir a dependência entre a capacidade resistida pela conexão com relação a capacidade resistida pelo conector em PMPC de seção muito esbelta.

Ao se avaliar os modelos sem *dowel* de aço no conector num estágio de 5mm de deslizamento relativo, foi possível observar que os modelos de mesma esbeltez apresentaram capacidade resistente próximas. Além disso, concluiu-se que a capacidade resistente da chapa estendida deve ser levada em consideração na determinação do comportamento da conexão e suas dimensões devem ser melhor estudadas como alternativas para aumentar a capacidade resistente em conexões em chapas com recortes regulares também.

Ao avaliar modelos numéricos com diferentes quantidades de conectores na seção, constatou-se que a razão entre modelos com quatro e dois conectores na seção ficou acima de 2, apesar de se ter dobro de conectores. Supõe-se que isso ocorra devido ao aumento do confinamento gerado pelo acréscimo de conectores, bem como uma melhor distribuição das forças no núcleo de concreto que, por sua vez, teve sua capacidade resistente melhor aproveitada.

Sobre a influência dos parâmetros materiais na conexão com conectores Crestbond, observou-se que há ganhos em termos de capacidade resistente da conexão quando se aumenta a resistência ao escoamento do aço do conector e a resistência a compressão do concreto. No

entanto, a influência da esbeltez da seção sobre o comportamento da conexão mista se sobrepõe.

Dado o exposto, pode-se afirmar que o modelo numérico desenvolvido se mostrou representativo e pode ser utilizado para fins de projeto, contanto que se respeite o limite de esbeltez da seção entre 34 a 228.

Por fim, pode-se concluir que o presente estudo cumpriu com os objetivos definidos inicialmente e contribuiu para as pesquisas acerca da aplicação do conector Crestbond, deixando a disposição diversas análises e um modelo numérico bastante refinado para avaliar o comportamento do conector Crestbond em PMPC para seção esbelta. Espera-se que através do presente trabalho seja dada continuidade aos estudos sobre o conector Crestbond até que defina um modelo de cálculo que facilite sua utilização e que propicie, futuramente, sua inserção aos textos normativos. Para isso, é importante deixar claro que ainda se fazem necessárias investigações mais criteriosas dos mecanismos físicos que regem a conexão, bem como entender a contribuição de cada elemento que compõe a conexão na capacidade resistente da mesma.

## 5.1 Sugestões para Trabalhos Futuros

Devido a inovação desse tipo de conexão, a aplicação de conectores em chapa, como o Crestbon, em PMPC deve ser melhor estudada a fim de investigar diferentes outros aspectos. Diante disso são sugeridos os trabalhos que podem dar continuidade ao presente estudo:

1 – Estudo numérico de outros parâmetros que influenciam no efeito do confinamento do concreto em PMPC. Para tal, sugere-se um estudo variando a resistência ao escoamento do tubo (porque o fator de confinamento é função dessa resistência), fator de repetição geométrica (a distância entre os *dowels* de aço interferem no confinamento parcial do concreto entre os dentes do conector e influenciam na capacidade resistente ao cisalhamento do concreto e ao *pry-out*) e espessura do conector (altera o confinamento parcial e pode trazer melhoria no comportamento do próprio conector).

2 – Estudo numérico de conectores Crestbond aplicados em PMPC de seção esbelta com reforço de armadura interna. Verificar a influência das armaduras passantes no interior dos *dowels* de concreto localizados entre os *dowels* de aço.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguiar, O. P. (2015). Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2015.

American Institute Of Steel Construction (ANSI/AISC 360-16). Specification for structural steel buildings, Chicago. 2016.

Araújo, C. M. S. (2009). Estudo da Transferência de forças de cisalhamento na Ligação entre Pilares Mistos Preenchidos e Vigas. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2009.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 8800:2008. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 16239:2013. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares. Rio de Janeiro, Brasil, 2013.

Biegus, A.; Lorenc, W. (2014). Development of shear connections in steel concrete composite structures. Civil and Environmental Engineering Reports. ISSN 2080-5187.

Bonaldo, E (2001). Pilares Mistos: Tubos Metálicos com Núcleo de Concreto de Alta Resistência, Dissertação (Mestrado) - Engenharia de Estruturas, Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Campinas, 2001. 129 p.

Bridge, R. Q., O’Shea, M. D. Discussion of “Design of Circular Thin-Walled Concrete Filled Steel Tubes”. Journal of Structural Engineering, Vol. 126, Issue 11 (November 2000). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:11\(1295\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:11(1295))

Caldas, R. B.; Fakury, R. H.; Veríssimo, G. S.; Rodrigues, F. C.; Paes, J. L. R.; Castro e Silva, A. L. R. (2010). Análise Teórico-Experimental de Dispositivos de Transferência de Cargas em Pilares Mistos Formados por Tubos de aço Preenchidos com Concreto. Projeto de Pesquisa – Edital FAPEMIG 15/2010 Programa Primeiros Projetos – PPP. Belo Horizonte, Brasil, 2010.

Cardoso, H. S. (2018). Avaliação Do Comportamento De Conectores Constituídos Por Chapas De Aço Com Recortes Regulares — Ênfase Em Conectores De Geometria Crestbond Aplicados Em Pilares. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2018.

Cardoso, H. S. (2014). Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2014.

Chaves, I. A. Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido. Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Classen, M.; Herbrand, M. (2015). Shear Behavior of Composite Dowels in transversely Cracked Concrete. *Structural concrete*, v.16(2), p. 195-206, 2015.

Classen, M.; Herbrand, M.; Adam, V.; Kueres, D.; Sarac, M. (2018) Puzzle-shaped rib shear connectors subjected to combined shear and tension. *Journal of Constructional Steel Research*, v.145, p. 232-243, 2018.

De Nardin, S.; El Debs A. L. H. Resistência e Ductilidade de Pilares Mistos Preenchidos: Estudo Experimental. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Punta Del Este, nov. 2000.

De Nardin, Silvana ; El Debs, A.L.H.C. . Shear transfer mechanism in connections involving concrete filled steel columns under shear forces. *STEEL AND COMPOSITE STRUCTURES* , v. 28, p. 449-460, 2018.

European Committee for Standardization – EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. Bruxelas, Bélgica, 2004.

Farias, R. S. (2008). Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Feldmann, M.; Kopp, M.; Park, D. (2016) - Composite Dowels as Shear Connectors for Composite Beams – Background to the German Technical Approval. *Steel Construction*, v.9(2), p. 80 – 88, 2016.

Fujimoto, T.; Mukai, K.; Nishiyama, I.; Sakino, K. (2004). Behavior of Eccentrically Loaded Concrete-Filled Steel Tubular Columns. *Journal of Structural Engineering*. ASCE / FEBRUARY 2004. p. 203-212.

Gallwoszus, J; Classen, M; Hartje et al. (2015) - Ermüdung von Verbundkonstruktionen mit Verbunddübelleisten (lokales Tragverhalten). *Beton- und Stahlbetonbau*, v.110(6), p. 382-393.

Han, L. H.; Zhao, X. L.; Tao, Z. (2001). Tests and Mechanics Model for Concrete-Filled SHS Stub Columns, Columns and Beam-Columns. *Steel and Composite Structures*, v.1(1), p. 51-74, 2001.

Johansson, M.; Gylltoft, K. (2002). Mechanical Behavior of Circular Steel–Concrete Composite Stub Columns. *Journal of Structural Engineering*, v.128(8), p.1073-1081, 2002.

Kopp, M.; Wolters, K.; Claben, M.; Hegger, J.; Gundel, M.; Gallwoszus, J.; Heinemeyer, S.; Feldmann, M. (2018). Composite Dowels as Shear Connectors for Composite Beams – Background to the Design Concept for Static Loading. *Journal of Constructional Steel Research*, v.147, p. 488-503, 2018.

Leonhardt, F.; Andrä, W.; Andrä, H.P.; Harre, W. (1987). Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New Improved Shear Connector With High Fatigue Strength for Composite Structures). *Beton und Stahlbetonbau*, Berlin, No. 12, pp. 325-331, 1987.

Lorenc, W.; Kozuch, M.; Rowiński, S (2014a). The Behaviour of Puzzle-Shaped Composite Dowels - Part I: Experimental Study. *Journal of Constructional Steel Research*, v.101, p. 482-499, 2014.

Lu, Y., Liu, Z., Li, S. et al. Effect of the Outer Diameter on the Behavior of Square RC Columns Strengthened with Self-Compacting Concrete Filled Circular Steel Tube. *Int J Steel Struct* 19, 1042–1054 (2019). <https://doi.org/10.1007/s13296-018-0185-9>.

Neto, J. G. R.; Sarmanho, A. M. Experimental analysis of a mechanical shear connector in concrete filled steel tube column. *Ibracon Structures and Materials Journal*. V. 10, n. 3, 2017, p. 592-625.

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.

Oliveira, W. L. A. Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular. São Carlos. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Oliveira, W. L. A.; De Nardin, S.; El Debs, A. L. H. C.; El Debs, M. K. (2010) - Evaluation of passive confinement in CFT columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.66, p.487-495, 2010.

O'shea, M.D.; Bridge, R.Q. (2000). Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.126, n.11, p.1295-1303.

Pavlović, M.; Marković, Z.; Veljković, M.; Buđevac, D. (2013). Bolted Shear Connectors vs. Headed Studs Behaviour in Push-Out Tests. *Journal of Constructional Steel Research*, v.88, p. 134-149, 2013.

Prado, L. F. P. (2017). Estudo Numérico do Conector Crestbond e de Chapa Passante em Pilares Mistos Tubulares Circulares Preenchidos com Concreto em Situação de Incêndio. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2017.

Prates, J. A. Estudo de Conectores de Cisalhamento Formados por Parafuso com Cabeça Sextavada e Rebite Tubular com Rosca Interna para Pilares Mistos em Perfis de Aço Formados a Frio e Concreto. Belo Horizonte, 2017 – Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

Sakino, K.; Nakahara, H.; Morino, S.; Nishiyama, A. (2004). Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. v.130, n.2, p.180-188. Feb.

Sakino, K (2006) - Confined Concrete in Concrete-Filled Steel Tubular Columns. In: *International Symposium on Confined Concrete, ACI SP 238-17*, p.267-288, 2006.

Santos, L. R. dos, Cardoso, H. de S., Caldas, R. B., & Grilo, L. F. (2020). Finite element model for bolted shear connectors in concrete-filled steel tubular columns. *Engineering Structures*, 203, 109863.

Santos, L. R. (2017). Análise Numérica de Conectores Parafusos em Pilares Mistos Circulares Preenchidos com Concreto. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2017.

Santos, L. R.; Caldas, R. B.; Fakury, R. H.; Rodrigues, F. C.; Cardoso, H. S. . Sobre os procedimentos de cálculo de conectores parafusos em pilares tubulares de aço preenchidos com concreto. *REVISTA DA ESTRUTURA DE AÇO*, v. v. 8, p. 195-214, 2019.

Seidl, G.; Viefhues, E.; Berthelley, J.; Mangerig, I.; Wagner, R.; Lorenc, W.; Kozuch, M.; Franssen, J-M.; Janssen, D; Ikäheimonen, J.; Lundmark, R.; Hechler, O; Popa, N. (2013a). *Preco-Beam: Prefabricated Enduring Composite Beams Based on Innovative Shear Transmission. Research Fund for Coal and Steel – Final Report. Luxemburgo, Luxemburgo, 2013.*

Seidl, G.; Hoyer, O.; Zanon, R.; Popa, N.; Lorenc, W, Rowiński, S.; Kozuch, M.; Franssen, J-F., Fohn, T.; Quinchia, J. P.; Carrasco, C. H.; Farhang, A.; Nüsse, G (2013b). *PRECO+: Prefabricated Enduring Composite Beams Based on Innovative Shear Transmission. Research Fund for Coal and Steel – Final Report. Berlin, Alemanha, 2013.*

Shams, M.; Saadeghvaziri, M. A. State of the art of concrete-filled steel tubular columns. *ACI Structural Journal, ACI*, v.94, n.5, p.558-571. Sep-Oct., 1997.

Silva, R.D. (2006). Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Silva, M.A.P (2011). Modelos Semiempíricos para a Estimativa da Capacidade Resistente de Conectores de Cisalhamento Crestbond e Perfobond. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, Brasil, 2011.

Simões, R. (2008). Efeito do confinamento em pilares mistos curtos de aço e concreto. Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Campinas – São Paulo. 2008.

Starossek, U., Falah, N., Löhning, T. (2008a) Numerical Analyses of the Force Transfer in Concrete-Filled Steel Tube Columns. The 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'08), Korea.

Susantha, K. A. S.; Ge, H. B.; Usami, T. A capacity prediction procedure for concrete-filled steel columns. *Journal of Earthquake Engineering*, v. 5, n. 4, p. 483-520. Oct., 2001.

Tahmasebinia, F., Ranzi, G., Zona, A. 2013. Probabilistic threedimensional Finite Element Study on Composite Beam with Steel Trapezoidal Decking. *J Constr Steel Res.* 80: 394–411.

Tao, Z., Katwal, U., Hassan, M. K., & Wang, W. (2018). Simplified numerical modelling of rectangular concrete-filled steel columns, beams and beam-columns. *Proceedings Of The 12Th International Conference On Advances In Steel-Concrete Composite Structures (Asccs 2018)*, 27-29 June 2018, Universitat Politècnica De València, València, Spain, 19-27. <https://doi.org/10.4995/ASCCS2018.2018.6949>.

Uy, B. (1998). Local and post-local buckling of concrete filled steel welded box columns. *Journal of Constructional Steel Research.* v.47, p.47-72.

Veríssimo, G.S. (2007). Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Vrcelj, Z.; Uy, B. (2002). Strength of slender concrete-filled steel box columns incorporating local buckling. *Journal of Constructional Steel Research.* v.58, n.2, p.275 300. Feb.

Xavier, E. M. et al. Análise experimental do uso de parafusos como conectores de cisalhamento em pilar misto circular preenchido com concreto. Rev. IBRACON Estrut. Mater. [online]. 2019, vol.12, n.2, pp.337-370. Epub May 20, 2019. ISSN 1983-4195. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952019000200008>.

Younes, S. M.; Ramadan, H. M.; Mourad, S. A. Stiffening of short small-size circular composite steel-concrete columns with shear connectors. Journal of Advanced Research, v. 7, p. 525-537, 2016.

Wurzer, O. (1997). Zur Tragfähigkeit von Betondübel, Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München, 1997.

Zapfe C. (2001): Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, Dissertation, Universität der Bundeswehr, München 2001.

Zeghiche, J.; Chaoui, K. (2005). An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns. Journal of Constructional Steel Research. v.61, n.1, p.53- 66. Jan.

# A

## ANÁLISES COMPLEMENTARES PARA A VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

No Capítulo 3 foi descrito o procedimento de validação do modelo numérico do presente estudo e análises de sensibilidade no modelo. Contudo, não foram apresentados todos os modelos avaliados nesses processos, apenas os modelos C e E. As análises dos demais modelos são apresentadas a seguir.

### A.1 Modelo A

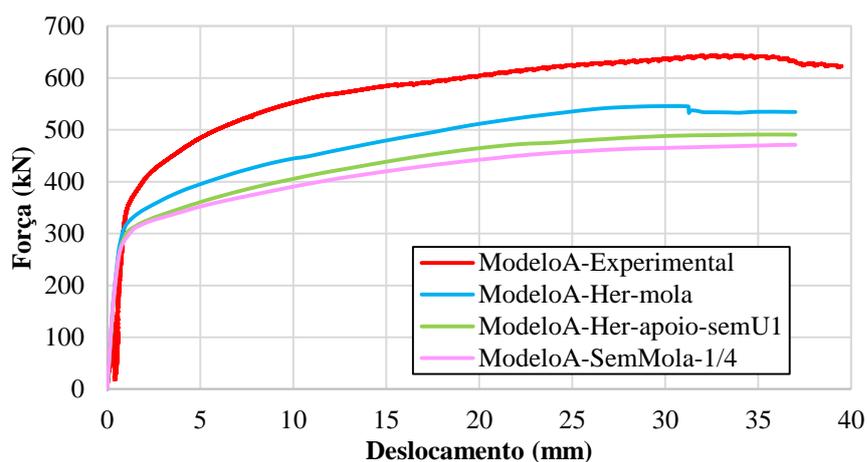


Figura A.1 - Curva de força *versus* deslocamento do modelo A: calibração e testes de sensibilidade.

Tabela A.1. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo A

	Experimental	Numérico	
		Com mola (1/2)	Sem mola (1/2)
Força máxima (kN)	643.48	545.76	490.99
Deslocamento da força máxima (mm)	33.99	30.75	36.12
Deslocamento máximo (mm)	39.49	37.00 <sup>(1)</sup>	37.00 <sup>(1)</sup>
Diferença em relação ao experimental <sup>(2)</sup>		15 %	24 %

<sup>(1)</sup> Definido no modelo numérico

<sup>(2)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

Tabela A.2. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)): Modelo A

	Experimental	Numérico	
		Sem mola (1/2)	Sem mola (1/4)
Força máxima (kN)	643.48	490.99	471.17
Deslocamento da força máxima (mm)	33.99	36.12	37.00
Deslocamento máximo (mm)	39.49	37.00 <sup>(1)</sup>	37.00 <sup>(1)</sup>
Diferença em relação ao experimental <sup>(2)</sup>		24 %	27 %

<sup>(1)</sup> Definido no modelo numérico

<sup>(2)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

## A.2 Modelo B

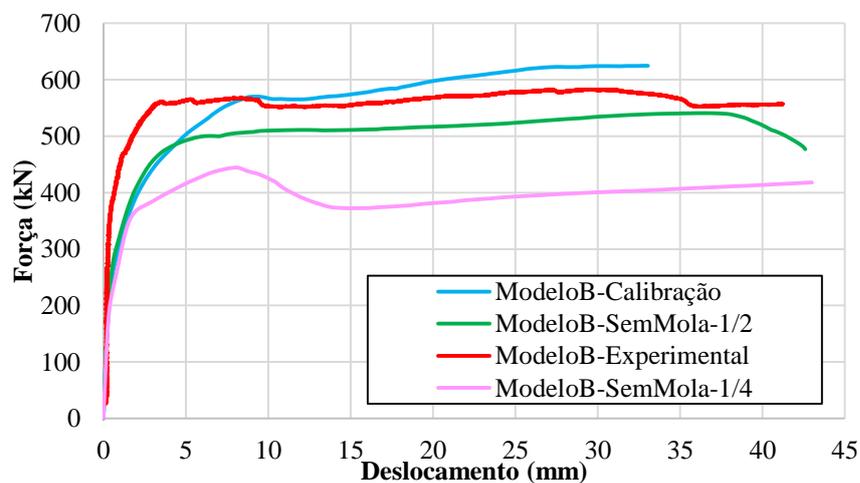


Figura A.2 - Curva de força *versus* deslizamento do modelo B: calibração e testes de sensibilidade.

Tabela A.3. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo B

	Experimental	Numérico	
		Com mola (1/2)	Sem mola (1/2)
Força máxima (kN)	582.74	624.05	540.72
Deslocamento da força máxima (mm)	29.55	30.55	36.36
Deslocamento máximo (mm)	41.24	33.05	43.00
Diferença em relação ao experimental <sup>(1)</sup>		-7 %	7 %

<sup>(1)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

Tabela A.4. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)): Modelo B

	Experimental	Numérico	
		Sem mola (1/2)	Sem mola (1/4)
Força máxima (kN)	582.74	540.72	444.23
Deslocamento da força máxima (mm)	29.55	36.36	8.01
Deslocamento máximo (mm)	41.24	43.00	43.00
Diferença em relação ao experimental <sup>(1)</sup>		7 %	24 %

<sup>(1)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

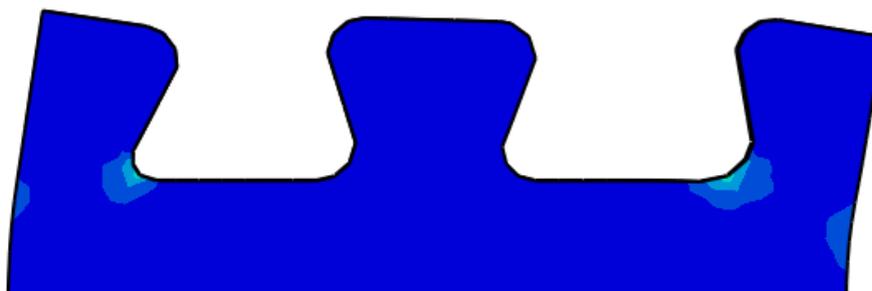


Figura A.3 – Comparação da configuração deformada do Modelo B: experimental x numérico

### A.3 Modelo D

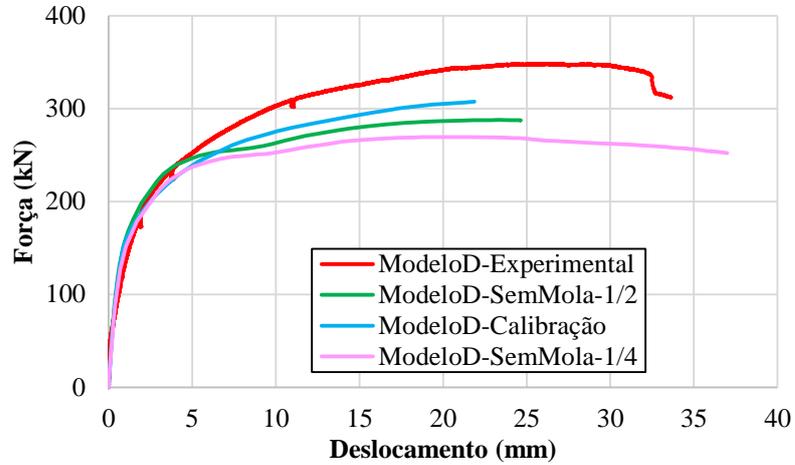


Figura A.4 - Curva de força *versus* deslizamento do modelo D: calibração e testes de sensibilidade.

Tabela A.5. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo D

	Experimental	Numérico	
		Com mola (1/2)	Sem mola (1/2)
Força máxima (kN)	348.30	307.38	287.81
Deslocamento da força máxima (mm)	26.25	21.88	23.33
Deslocamento máximo (mm)	33.63	21.88	24.65
Diferença em relação ao experimental <sup>(1)</sup>		12 %	17 %

<sup>(1)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

Tabela A.6. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)): Modelo D

	Experimental	Numérico	
		Sem mola (1/2)	Sem mola (1/4)
Força máxima (kN)	348.30	287.81	269.57
Deslocamento da força máxima (mm)	26.25	23.33	20.15
Deslocamento máximo (mm)	33.63	24.65	37.00 <sup>(1)</sup>
Diferença em relação ao experimental <sup>(2)</sup>		17 %	23 %

<sup>(1)</sup> Definido no modelo numérico

<sup>(2)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

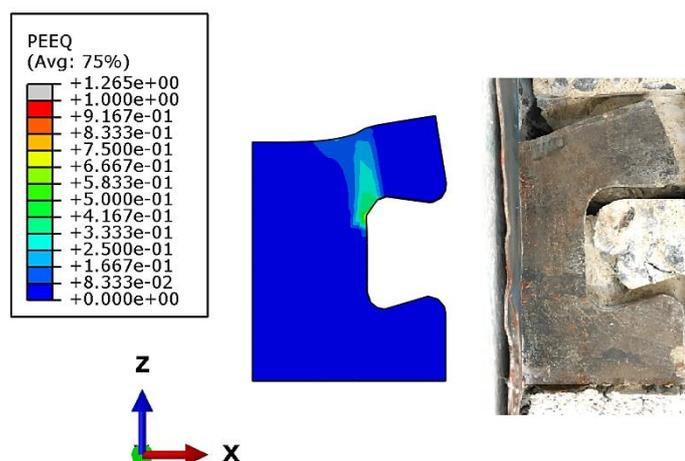


Figura A.5 – Comparação da configuração deformada do Modelo D: experimental x numérico

#### A.4 Modelo F

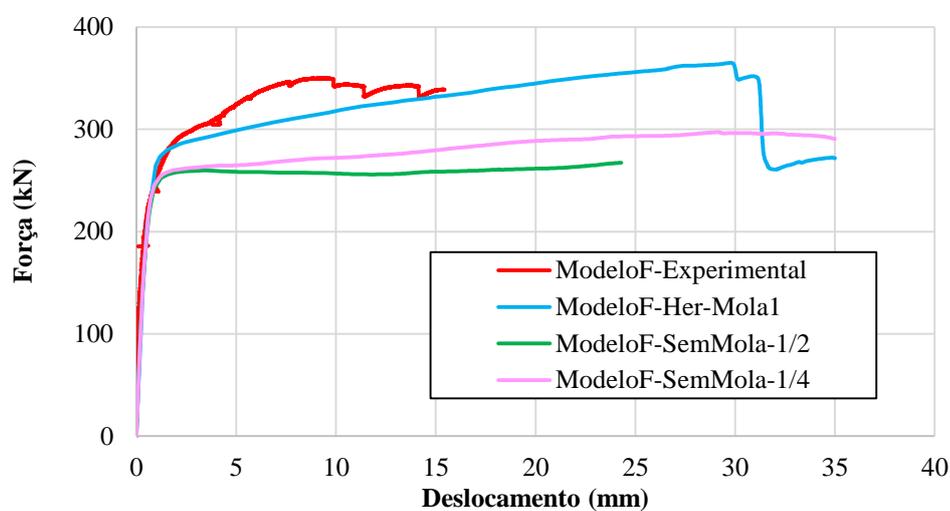


Figura A.6 - Curva de força *versus* deslizamento do modelo F: calibração e testes de sensibilidade.

Tabela A.7. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (com e sem mola): Modelo F

	Experimental	Numérico	
		Com mola (1/2)	Sem mola (1/2)
Força máxima (kN)	349.92	364.93	267.40
Deslocamento da força máxima (mm)	9.59	29.79	24.28
Deslocamento máximo (mm)	15.45	35.00 <sup>(1)</sup>	24.29
Diferença em relação ao experimental <sup>(2)</sup>		-4 %	24 %

<sup>(1)</sup> Definido no modelo numérico  
<sup>(2)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

Tabela A.8. – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos (sem mola (1/2) e sem mola (1/4)):  
Modelo F

	Experimental	Numérico	
		Sem mola (1/2)	Sem mola (1/4)
Força máxima (kN)	349.92	267.40	297.27
Deslocamento da força máxima (mm)	9.59	24.28	29.24
Deslocamento máximo (mm)	15.45	24.29	35.00 <sup>(1)</sup>
Diferença em relação ao experimental <sup>(2)</sup>		24 %	15 %

<sup>(1)</sup> Definido no modelo numérico

<sup>(2)</sup> Diferença entre os valores de força máxima obtidos no modelo numérico e no ensaio

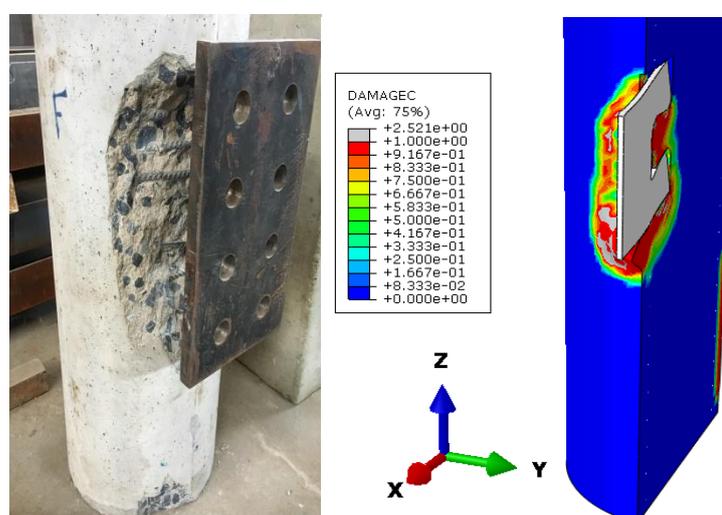


Figura A.7 – Comparação da configuração deformada do Modelo F: experimental x numérico

# B

## INVESTIGAÇÕES SOBRE A INFLUÊNCIA DA CURVA DO AÇO ADOTADA

No Capítulo 4 foi dito que para garantir uma margem de segurança nos modelos numéricos foi adotada uma curva elastoplástica sem encruamento para representar o comportamento do aço do conector e do tubo. Desta forma, nesse apêndice serão apresentadas a influência da curva do aço nos resultados numéricos, principalmente no estágio de 5mm de deslizamento relativo. Onde a sigla EPE significará curva elástica com encruamento e EPP será a curva elástica sem encruamento (bilinear).

### B.1 Exemplos com 400mm de diâmetro e dois *dowels* de aço no conector

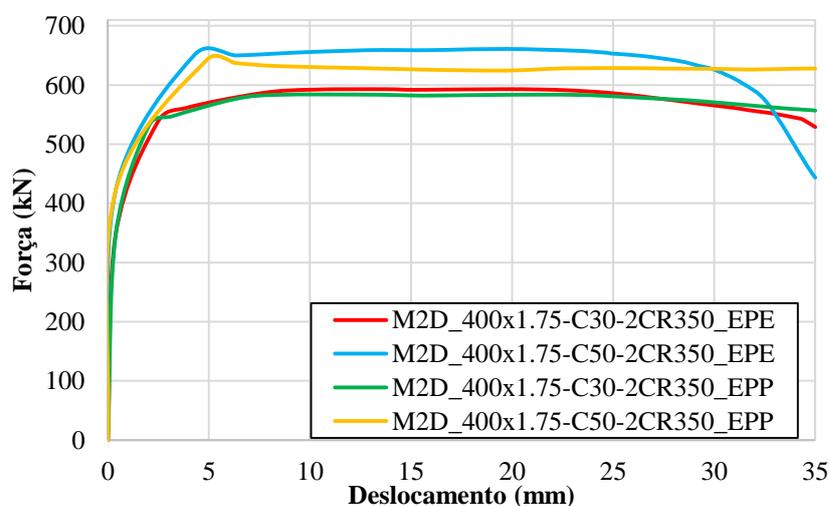


Figura B.1 – Comparação entre as curvas do aço no resultado do modelo M2D\_400x1.75-2CR350 para  $f_c = 30$  MPa e  $f_c = 50$  MPa.

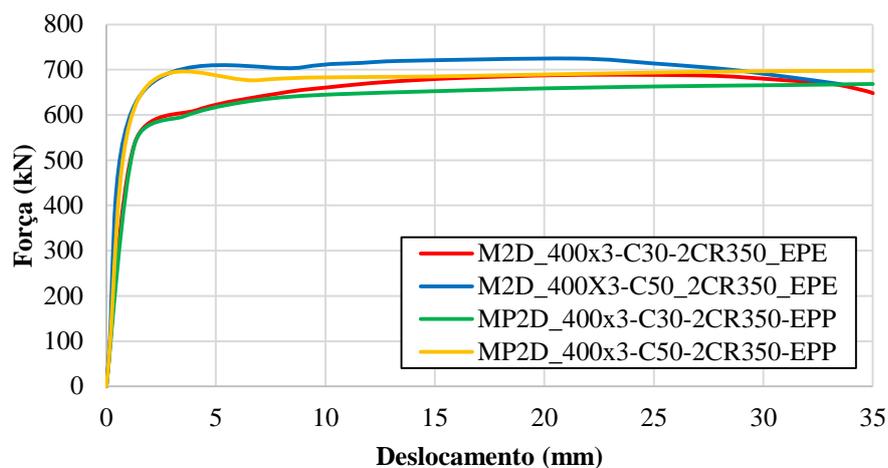


Figura B.2 – Comparação entre as curvas do aço no resultado do modelo M2D\_400x3-2CR350 para  $f_c = 30$  MPa e  $f_c = 50$  MPa.

Tabela B.1. – Comparação entre os resultados EPE e EPP para modelos 2D.

Nomenclatura	$f_c$ do concreto (Mpa)	Classificação	F <sub>máx</sub> - EPE (kN)	F <sub>máx</sub> - EPP (kN)	Razão (EPP/EPE)
M2D_400x1.75-C30-2CR350	30	esbelto	593.06	583.81	0.98
M2D_400x1.75-C50-2CR350	50	esbelto	661.02	642.70	0.97
M2D_400x3-C30-2CR350	30	semicomacto	688.79	668.62	0.97
M2D_400x3-C50-2CR350	50	semicomacto	724.86	697.65	0.96

## B.2 Exemplos com 400mm de diâmetro e três *dowels* de aço no conector

Tabela B.2. – Comparação entre os resultados EPE e EPP para modelos 3D.

Nomenclatura	$f_c$ do concreto (Mpa)	Classificação	F <sub>máx</sub> - EPE (kN)	F <sub>máx</sub> - EPP (kN)	Razão
M3D_400x1.75-C30-2CR350	30	esbelto	593.06	583.81	0.98
M3D_400x1.75-C50-2CR350	50	esbelto	661.02	642.70	0.97
M3D_400x3-C30-2CR350	30	semicomacto	1000.04	973.22	0.97
M3D_400x3-C50-2CR350	50	semicomacto	1061.34	1067.39	1.01

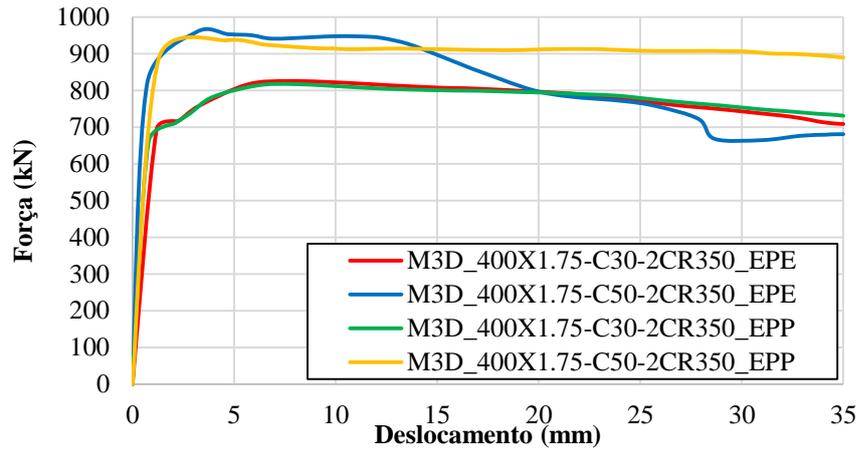


Figura B.3 – Comparação entre as curvas do aço no resultado do modelo M3D\_400x1.75-2CR350 para  $f_c = 30$  MPa e  $f_c = 50$  MPa.

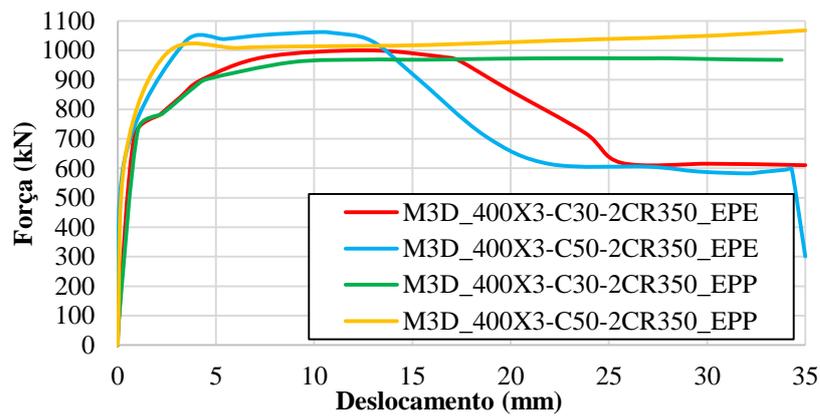


Figura B.4 – Comparação entre as curvas do aço no resultado do modelo M3D\_400x3-2CR350 para  $f_c = 30$  MPa e  $f_c = 50$  MPa.

# C

## ESTUDOS COMPLEMENTARES SOBRE A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA ESBELTEZ NOS MODELOS PARAMÉTRICOS

No item 4.3.1 do Capítulo 4 foram apresentadas comparações sobre a influência da esbeltez para modelos de PMPC com conector com dois *dowels* de aço. Nesse apêndice serão apresentados os estudos realizados para os modelos com três *dowels* de aço. O objetivo desse apêndice é mostrar que a influência da esbeltez no comportamento da conexão independe do número de *dowels* do conector.

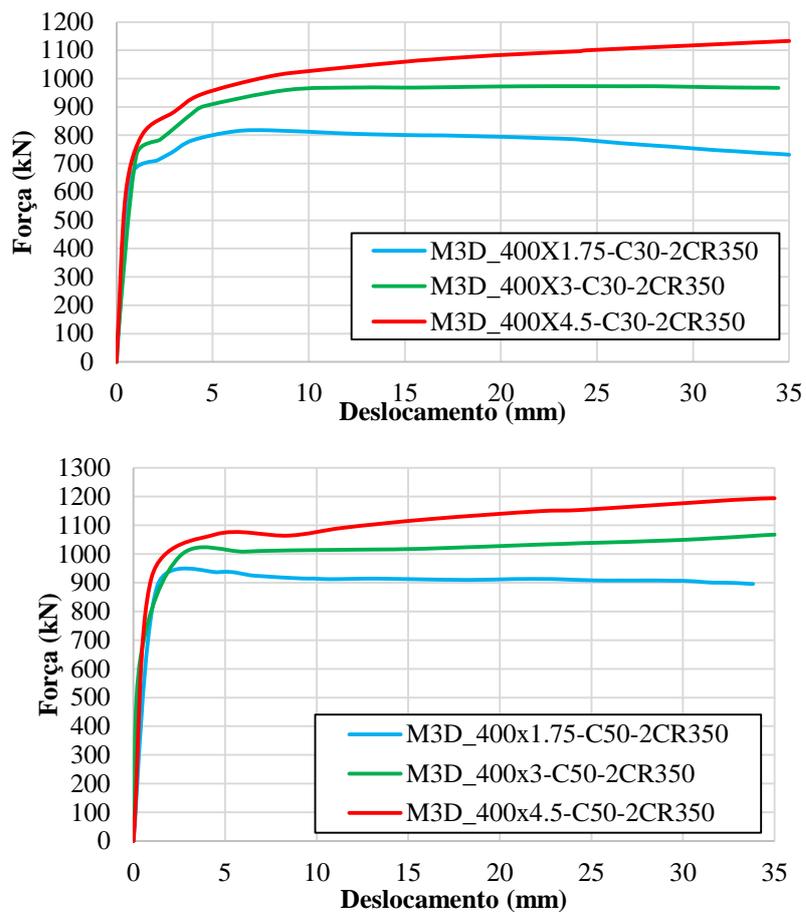


Figura C.1 – Comparação da influência da esbeltez para modelos de 400 mm de diâmetro com três *dowels* de aço e espessuras diferentes:  $f_c = 30$  MPa e  $f_c = 50$  MPa.

Tabela C.1 – Análise comparativa sobre a influência da esbeltez nos modelos analisados

Nomenclatura	$f_c$ do concreto (Mpa)	$f_y$ do conector (Mpa)	Esbeltez ( $\lambda$ )	Classificação	Força máxima (kN)	Razão entre as $F_{m\acute{a}x}$ do esbelto e do compacto
M3D_400x1.75-C30-2CR350	30	350	228.57	Esbelto	817.29	1.39
M3D_400x3-C30-2CR350			133.33	Semicompacta	973.22	
M3D_400x4.5-C30-2CR350			88.89	Compacto	1132.92	
M3D_400x1.75-C50-2CR350	50		228.57	Esbelto	936.71	1.27
M3D_400x3-C50-2CR350			133.33	Semicompacta	1067.39	
M3D_400x4.5-C50-2CR350			88.89	Compacto	1194.26	