

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

**Lucas Ribeiro dos Santos**

**Análise Numérica de Conectores Parafusos em Pilares  
Mistos Circulares Preenchidos com Concreto**

2017



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

**“ANÁLISE NUMÉRICA DE CONECTORES PARAFUSOS EM PILARES MISTOS  
CIRCULARES PREENCHIDOS COM CONCRETO”**

Lucas Ribeiro dos Santos

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”.

Comissão examinadora:

---

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas  
DEES – UFMG – (Orientador)

---

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues  
DEES – UFMG

---

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury  
DEES – UFMG

---

Profa. Dr. Arlene Maria Sarmanho  
UFOP

Belo Horizonte, 02 de março de 2017

S231a

Santos, Lucas Ribeiro dos.

Análise numérica de conectores parafusos em pilares mistos circulares preenchidos com concreto [manuscrito] / Lucas Ribeiro dos Santos. – 2017.

xviii, 149 f., enc.: il.

Orientador: Rodrigo Barreto Caldas.

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

Apêndices: f.133-149.

Bibliografia: f. 129-132.

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

CDU: 624(043)

## AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus.

Ao orientador, Professor Rodrigo Barreto Caldas, pelo comprometimento e disponibilidade para o desenvolvimento deste trabalho. Em todos os momentos que precisei, não mediu esforços para me conduzir no avanço deste trabalho e, bem mais que isso, sempre me atendeu com imensa presteza e satisfação. Uma honra poder tê-lo como orientador deste trabalho. Muito obrigado.

Aos Professores Francisco Carlos Rodrigues e Ricardo Hallal Fakury pelas sugestões e apoio intelectual que me concederam, durante o desenvolvimento deste trabalho. Aos demais professores, faço o agradecimento na pessoa do Professor Roque Pitangueira, pois, durante o mestrado, estando como discente, em sala de aula, me proporcionou grande aprendizado no campo da Engenharia de Estruturas. Muito obrigado.

Aos meus pais José Ribeiro dos Santos e Maria Zilma da Silva, e aos meus irmãos Angélica Ribeiro dos Santos e Wesley Ribeiro dos Santos, e demais familiares que sempre me apoiaram em todos os sentidos, para a realização dos meus sonhos e projetos. Muito obrigado.

Aos amigos: Anderson Renato Vobornik Wolenski, Anelize Borges Monteiro, Carla Cristiane Silva, Fabrini Cypriano, Hermano de Sousa Cardoso, Jéssica Alves de Oliveira, João Felipe Seráfico Melo, Júlia Andreata Prates, Juliano Cardoso, Pr. Ernani Teixeira Gomes, Pr. Hedrick Vasconcelos Lopes e Pr. Reginaldo Martins, que me apoiaram, direta ou indiretamente, durante a caminhada do mestrado. Muito obrigado.

Às instituições e empresas: CAPES, FAPEMIG, UFMG e Vallourec Soluções Tubulares do Brasil S.A, que fomentaram e permitiram a realização deste trabalho através de apoio técnico-científico e/ou com recursos financeiros e bolsas de pesquisa. Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, seu corpo docente, seus colaboradores, técnicos e funcionários. Muito obrigado.

*"Que darei eu ao Senhor, por todos os benefícios que me tem feito?"*

Salmos 116.12

## RESUMO

SANTOS, L. R. *Análise Numérica de Conectores Parafusos em Pilares Mistos Circulares Preenchidos com Concreto*. Belo Horizonte, 2017 – Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

Este trabalho avalia o comportamento dos conectores parafusos em pilares mistos circulares preenchidos com concreto - PMPC. A utilização dos conectores parafusos tem se demonstrado viável e de grande interesse prático, uma vez que, os parafusos são fáceis de serem instalados nos PMPCs e apresentam baixo custo. Neste trabalho, foram analisados vários ensaios de cisalhamento com uso dos parafusos em pilares mistos de aço e concreto. Os resultados experimentais foram analisados, principalmente, por meio do comportamento das curvas força *versus* deslizamento. Em seguida, foi realizado um estudo numérico no programa de elementos finitos ABAQUS. Este estudo buscou simular o comportamento dos protótipos observados durante os ensaios. Foram analisadas três curvas de tensão uniaxial de compressão *versus* deformação para o modelo constitutivo do concreto. Essas análises forneceram uma boa aproximação do comportamento do concreto em estado confinado. A validação dos resultados numéricos foi consolidada por meio de uma análise crítica e comparativa das curvas força *versus* deslizamento obtidas experimental e numericamente. Na etapa seguinte, foi realizado um estudo paramétrico em função dos seguintes parâmetros: comprimento e diâmetro dos parafusos, diâmetro dos PMPCs, resistência dos materiais aço e concreto e, por último, a quantidade de níveis em que os conectores foram instalados. Ao final, foi desenvolvido um modelo de cálculo para previsão da capacidade resistente dos conectores. O modelo proposto tem por base as prescrições da normatização europeia de estruturas de aço e mistas de aço e concreto, e forneceu resultados adequados, com menor coeficiente de variação em relação a outros modelos de cálculo encontrados na literatura, entre eles, o prescrito na normatização brasileira.

Palavras-chave: Estruturas Mistas; PMPC; Conectores de Cisalhamento; Análise Numérica.

## ***ABSTRACT***

SANTOS, L. R. *Numerical Analysis of Bolts Connectors in Concrete Filled Steel Circular Columns*. Belo Horizonte, 2017 – Master's Thesis. Structural Engineering Department Program, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

*This study has the main goal evaluate the behavior of high strength bolts connectors applied in concrete-filled steel columns (CFSC). The usage of bolts as shear connectors can be regarded as a viable solution and with a great practical interest, once the bolts are easily installed in the CFSCs and are considered low-cost technology. In this study, shear tests were performed using bolts connectors on concrete-filled steel columns. The experimental tests were analyzed, mainly, considering the outputs obtained from load versus slip curves. Then, a numerical study was carried out using the finite element software ABAQUS. The numerical model was calibrated considering experimental data and it was able to reproduce the specimen behavior observed during tests. For the constitutive laws of the material concrete, three types, of uniaxial compression stress versus deformation curves were analyzed. These analyses showed in a good approximation for the behavior of the concrete under confinement. The validation of the numerical results was consolidated by a critical and comparative analysis of the load versus slip curves obtained experiment and numerically. Then, parametric study of the bolts as connectors was carried out considering the following parameters: length and diameter of bolts, diameter of CFSCs, material properties and height levels were bolts were set up. Finally, an analytical model was developed for the estimation of the strength of bolts shear connectors. The proposed model was based on prescriptions of the European standard for steel and composite steel and concrete structures, providing adequate results, with lower variation coefficients if compared to other analytical models found in the literatures, the proposed model by Brazilian standard.*

*Key-words: Composite Structures; CFSC; Shear connectors; Numerical Analysis.*

# SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
LISTA DE FIGURAS .....	vii
LISTA DE TABELAS .....	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xv
LISTA DE ABREVIATURAS.....	xvii
1. Introdução.....	1
1.1 Considerações Gerais .....	1
1.2 Objetivo do Trabalho.....	3
1.3 Justificativa.....	4
2. Revisão Bibliográfica .....	5
2.1 Generalidades .....	5
2.2 Pilares Mistos Preenchidos com Concreto (PMPC) .....	6
2.3 Conectores de Cisalhamento .....	6
2.3.1 Classificação dos Conectores .....	7
2.3.2 Utilização de Parafusos como Conectores de Cisalhamento .....	8
2.4 Estudos com Conectores de Cisalhamento .....	9
2.4.1 Kwon <i>et al.</i> (2011).....	9
2.4.2 Starossek e Falah (2008a).....	10
2.4.3 Liu <i>et al.</i> (2014).....	13
2.4.4 Pavlovic <i>et al.</i> (2013).....	15
2.5 Ensaio de Cisalhamento.....	18
3. Ensaio Experimentais.....	19
3.1 Generalidades .....	19
3.2 Descrição dos protótipos analisados.....	20
3.3 Concepção dos Ensaio .....	22
3.3.1 Fabricação e Montagem dos Protótipos.....	24
3.3.2 Instrumentação e Preparação dos Ensaio das séries E, F, G e H.....	27
3.3.3 Execução do Ensaio .....	29
3.4 Resultados Experimentais.....	29
3.4.1 Análise dos Resultados da Série E.....	30
3.4.2 Análise dos Resultados da Série F.....	32
3.4.3 Comparação entres as séries E e F.....	34

4.	Desenvolvimento do Modelo Numérico .....	35
4.1	Generalidades .....	35
4.2	Visão Geral dos Modelos .....	36
4.3	Malha de Elementos Finitos .....	37
4.3.1	Série E .....	37
4.3.2	Série F .....	38
4.4	Condições de Contorno .....	39
4.5	Incrementos .....	40
4.6	Investigações do Modelo Constitutivo do Concreto .....	40
4.6.1	Determinação do $\psi$ .....	41
4.6.2	Determinação do $\mu_{vis}$ .....	42
4.6.3	Comportamento do Concreto submetido à Compressão .....	43
4.6.4	Comportamento do Concreto submetido à Tração .....	48
4.6.5	Evolução do dano no concreto .....	52
4.7	Modelo Constitutivo do Aço .....	54
4.8	Contato Entre as Partes .....	55
4.8.1	Obtenção dos Resultados .....	58
5.	Estudo Numérico .....	59
5.1	Generalidades .....	59
5.2	Resultados .....	60
5.2.1	Série E .....	61
5.2.2	Série F .....	67
5.2.3	Cardoso (2014) – Séries G e H .....	73
5.2.4	Ribeiro Neto (2016) – Séries I, J, K, L e M .....	75
6.	Estudo Paramétrico .....	77
6.1	Generalidades .....	77
6.1.1	Considerações Iniciais .....	78
6.2	Estudo da influência do comprimento do parafuso .....	79
6.3	Estudo da influência do diâmetro do parafuso .....	81
6.4	Estudo da influência da resistência do concreto .....	84
6.5	Estudo da influência da espessura do tubo de aço .....	86
6.6	Estudo da influência do diâmetro do PMPC .....	90
6.7	Estudo da influência da resistência ao escoamento do aço do tubo .....	93
6.8	Estudo da influência da quantidade de níveis de instalação dos conectores .....	95
7.	Estudo Analítico .....	101
7.1	Generalidades .....	101

7.2	Estudo analítico .....	102
7.3	Desenvolvimento de um modelo de cálculo.....	106
7.4	Análise dos Resultados.....	111
8.	Conclusões.....	125
8.1	Considerações Iniciais .....	125
8.2	Considerações Finais .....	126
8.3	Sugestões para trabalhos futuros .....	128
9.	Referências Bibliográficas.....	129

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Canton Tower (Wiki Arquitetura, 2016) .....	1
Figura 1.2 - Representação de Pilares Mistos Preenchidos com Concreto .....	2
Figura 2.1 - Tipologia de novos conectores desenvolvidos: (a) pinos com cabeça (stud bolts); (b) T; (c) Perfobond; (d) Crestbond. (Cruz et al., 2006) .....	7
Figura 2.2 - Classificação dos conectores (Chaves, 2009).....	7
Figura 2.3 - Parte dos parafusos (Dias, 2007) .....	8
Figura 2.4 - Modelos de conectores de cisalhamento utilizados por Kwon et al. (2011): (a) parafuso com dupla porca embutida (DBLNB); (b) parafuso de alta resistência de aderência por atrito (HSFGB) e (c) fuste do parafuso com adesivo estrutural (HASAA).....	9
Figura 2.5 - Tipos de carregamentos: (a) SP- type of loading; (b) S - type of loading; (d) A - type of loading; (Starossek e Falah, 2008a) .....	10
Figura 2.6 – Elemento sólido C3D8; (Starossek e Falah, 2008a) .....	11
Figura 2.7 - Relação tensão versus deformação para o concreto submetido à tração (Starossek e Falah, 2008a).....	11
Figura 2.8 - Relação tensão versus deformação para o aço dos parafusos à tração (Starossek e Falah, 2008a).....	12
Figura 2.9 - Variação das tensões no núcleo de concreto: (a) tensões normais; (b) tensões cisalhantes; (Starossek e Falah, 2008a) .....	12
Figura 2.10 - Relação tensão versus deformação para o concreto submetido à compressão (Liu et al., 2014) .....	14
Figura 2.11 - Relação tensão versus deformação para o aço dos parafusos e das vigas submetido à tração (Liu et al., 2014) .....	14
Figura 2.12 - Modelo de Elementos Finitos (Pavlovic et al., 2013).....	15
Figura 2.13 - Relação tensão versus deformação do concreto (Pavlovic et al., 2013).....	17
Figura 2.14 - Ensaio de cisalhamento - push test (EN 1994-1-1:2004): (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) vista superior;.....	18
Figura 3.1 - Representação dos protótipos da série E .....	23
Figura 3.2 - Representação dos protótipos da série F.....	23
Figura 3.3 - Representação dos protótipos de Neto (2016).....	24
Figura 3.4 - Concretagem dos PMPCs utilizados nos ensaios de cisalhamento direto (Cardoso, 2014): (a) moldagem dos corpos de prova para caracterização; (b) gabarito de madeira para garantir a cota de arrasamento .....	26

Figura 3.5 - Desenho esquemático para realização dos ensaios de cisalhamento direto em PMPC (Cardoso, 2014) .....	27
Figura 3.6 - Esquema de instalação dos transdutores de deslocamento vertical em PMPC (Cardoso, 2014).....	28
Figura 3.7 - Sistema de aquisição de dados do ensaio de cisalhamento direto (Cardoso, 2014).....	28
Figura 3.8 - Força versus deslizamento relativo dos modelos experimentais da série E.....	30
Figura 3.9 - Configuração do PMPC da série E após o ensaio experimental .....	31
Figura 3.10 - Tubo de aço e cabeça dos conectores da série E após o ensaio .....	32
Figura 3.11 - Força versus deslizamento relativo dos modelos experimentais da série F.....	32
Figura 3.12 - Configuração do PMPC da série F após o ensaio experimental .....	33
Figura 4.1 - Modelos numéricos: (a) série E; (b) série F.....	36
Figura 4.2 - Elemento de malha C3D8 (Starossek e Falah, 2008).....	37
Figura 4.3 - Malha de elementos finitos da série E: (a) em torno dos conectores; (b) conector .....	37
Figura 4.4 - Malha de elementos finitos da série F.....	38
Figura 4.5 - Condições de contorno (Cardoso, 2014): (a) atuador; (b) base .....	39
Figura 4.6 - Restrições aplicadas na modelagem numérica.....	39
Figura 4.7 - Localização do Reference Point no modelo numérico das séries E, F, G e H.....	40
Figura 4.8 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação parâmetro $\psi$ .....	41
Figura 4.9 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação parâmetro $\mu_{vis}$ .....	42
Figura 4.10 - Curva tensão versus deformação proposta pela norma europeia (EN 1992-1-1:2004)....	43
Figura 4.11 - Curva tensão versus deformação da norma EN 1992-1-1:2004 seguida pelo complemento proposto por Pavlovic et al. (2013) .....	44
Figura 4.12 - Curva tensão versus deformação da norma EN 1992-1-1:2004 seguida pelo complemento proposto Van Gysel e Taerwe (1996).....	44
Figura 4.13 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série E, e dos modelos numéricos obtidos a partir das relações constitutivas do concreto.....	46
Figura 4.14 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos obtidos a partir das relações constitutivas do concreto.....	46
Figura 4.15 - Dano no concreto submetido a tração uniaxial (SIMULIA, 2014).....	48
Figura 4.16 - Parâmetros utilizados por Kim (2010) para os ajustes das coordenadas das curvas.....	49
Figura 4.17 - Curvas tensão versus aberturas de fissuras avaliadas nos modelos numéricos das séries E-F.....	50
Figura 4.18 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série E, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação das aberturas de fissuras fictícias .....	50

Figura 4.19 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação das aberturas de fissuras fictícias.....	51
Figura 4.20 - Evolução do dano à compressão gerado no concreto para um dado $f_c$ (Cardoso, 2014) .	52
Figura 4.21 - Evolução do dano à tração gerado no concreto para um dado $f_c$ (Cardoso, 2014) .....	52
Figura 4.22 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos avaliados com a influência das variáveis do dano.....	53
Figura 4.23 - Curva tensão versus deformação para o aço do tubo.....	54
Figura 4.24 - Curva tensão versus deformação para o aço dos parafusos .....	54
Figura 4.25 - Principais pares de contato definidos no modelo numérico .....	55
Figura 4.26 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série E, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do coeficiente $\mu$ .....	57
Figura 4.27 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do coeficiente $\mu$ .....	57
Figura 4.28 – Força máxima por conector a partir da variação do coeficiente $\mu$ .....	58
Figura 4.29 - Localização dos nós em que foram medidos os deslocamentos: (a) modelo da série E; (b) modelo da série F. ....	58
Figura 5.1 – Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série E, e do modelos numérico correspondente à série E.....	61
Figura 5.2 - Dano à compressão gerado nos modelos numéricos da série E.....	62
Figura 5.3 - Dano à tração gerado nos modelos numéricos da série E.....	63
Figura 5.4 - Variações das tensões S33 para o modelo numérico da série E .....	63
Figura 5.5 – Deslocamentos U3: Modelo experimental da série E (à esquerda) e Modelo numérico (à direita) .....	64
Figura 5.6 – (a) Variação das tensões de von Mises no modelo numérico da série E; (b) Tubo de aço do protótipo experimental após o ensaio;.....	65
Figura 5.7 - Comparação visual do parafuso experimental e parafuso numérico da Série E.....	66
Figura 5.8 - Variação das tensões de von Mises limitadas ao valor de $f_y$ para os conectores da série E .....	66
Figura 5.9 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série F, e do modelo numérico correspondente a série F.....	67
Figura 5.10 - Dano à compressão gerado nos modelos numéricos da série F.....	68
Figura 5.11 - Corte transversal no modelo numérico: (a) altura de 677 mm; (b) altura de 720 mm;....	69
Figura 5.12 - Dano à tração gerado nos modelos numéricos da série F.....	69
Figura 5.13 - Variações das tensões S33 para o modelo numérico da série F .....	70
Figura 5.14 - (a) Deslocamentos U33; (b) Modelo experimental após o ensaio;.....	70
Figura 5.15 - (a) Variação das tensões de von Mises no modelo numérico da série F; (b) Tubo de aço do protótipo experimental após o ensaio;.....	71

Figura 5.16 - Variação das tensões de von Mises limitadas ao valor de $f_y$ para os conectores do modelo numérico da série F .....	71
Figura 5.17 - Comparação visual do parafuso experimental e parafuso numérico da Série F .....	72
Figura 5.18 – Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série G .....	73
Figura 5.19 – Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série H .....	73
Figura 5.20 - (a) Dano à compressão no modelo da série G; (b) protótipo experimental da série G após o ensaio.....	74
Figura 5.21 – Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série I.....	75
Figura 5.22 - Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série J .....	75
Figura 5.23 - Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série K .....	75
Figura 5.24 - Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série L.....	75
Figura 5.25 - Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série M .....	75
Figura 6.1 – Força versus deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do $l_b$ .....	79
Figura 6.2 – Força máxima por conector a partir da variação do $l_b$ para diâmetros $D = 220$ mm .....	80
Figura 6.3 – Força máxima por conector a partir da variação do $l_b$ para diâmetros $D = 400$ mm .....	80
Figura 6.4 - Força versus deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do $\varnothing_b$ .....	82
Figura 6.5 - Variação das tensões de von Mises limitadas ao valor de $f_{ub}$ para o modelo $\varnothing_b = 14,20$ mm .....	83
Figura 6.6 - Força máxima por conector a partir da variação do $\varnothing_b$ .....	83
Figura 6.7 - Força versus deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do $f_{ck}$ .....	84
Figura 6.8 - Força máxima por conector a partir da variação do $f_{ck}$ .....	85
Figura 6.9 - Dano à compressão: (a) concreto $f_{ck} = 30$ MPa; (b) concreto $f_{ck} = 50$ MPa .....	85
Figura 6.10 - Força versus deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do $t$ .....	86
Figura 6.11 - Força máxima por conector a partir da variação do $t$ .....	87
Figura 6.12 - Variação proporcionada no gráfico devido à variação do $t$ .....	87
Figura 6.13 - Variação das tensões de von Mises limitadas ao valor de $f_y$ : (a) Modelo $t = 12,5$ mm; (b) Modelo $t = 6,80$ mm .....	88
Figura 6.14 - Tensões S33 na direção do eixo Z: (a) Modelo $t = 12,5$ mm; (b) Modelo $t = 6,80$ mm ..	89
Figura 6.15 - Representação do modelo numérico: (a) Diâmetro $D = 400$ mm; (b) $D = 600$ mm .....	90
Figura 6.16 - Força versus deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do $D$ .....	91
Figura 6.17 – Força máxima por conector a partir da variação do $D$ .....	92

Figura 6.18 - Força versus deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do $f_y$ .....	93
Figura 6.19 - Força máxima por conector a partir da variação do $f_y$ .....	94
Figura 6.20 - Variação das tensões de von Mises no aço do tubo para o modelo numérico $f_y = 250$ MPa .....	94
Figura 6.21 - Modelos numéricos analisados pela influência dos níveis: (a) 1 nível; (b) 2 níveis; (c) 3 níveis; (d) 4 níveis.....	95
Figura 6.22 - Força versus deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação dos níveis em que os conectores foram instalados .....	96
Figura 6.23 – Força total e força máxima por conector em função dos níveis.....	97
Figura 6.24 - Dano à compressão no concreto: (a) 1 nível; (b) 2 níveis; (c) 3 níveis; (d) 4 níveis. ....	98
Figura 6.25 - Variação das tensões de von Mises no tubo de aço: (a) 1 nível; (b) 2 níveis; (c) 3 níveis; (d) 4 níveis.....	99
Figura 7.2 - Representação das forças resultantes das tensões atuantes no fuste do parafuso .....	106
Figura 7.1 - Representação das tensões atuantes no parafuso .....	106
Figura 7.3 - Representação do comprimento do conector que promove tensões de tração na seção transversal de instalação dos conectores .....	109
Figura 7.4 - Tensões S33 na direção do eixo Z nos modelos: (a) F415-220T6,8-19P94-50 (b) F415-220T6,8-19P94-41 .....	121
Figura 7.5 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do $l_b$ ..	123
Figura 7.6 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do $\varnothing_b$	123
Figura 7.7 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do $f_{ck}$	123
Figura 7.8 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do $t$ ...	123
Figura 7.9 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do $f_y$ ..	123
Figura 7.10 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do $D$	123
Figura A.1 – Modelo Numérico F415-220T6,8-19P57-41.....	134
Figura A.2 – Modelo Numérico F415-220T6,8-19P76-41.....	135
Figura A.3 – Modelo Numérico F415-220T6,8-14P94-41.....	136
Figura A.4 – Modelo Numérico F415-220T6,8-22P94-41.....	137
Figura A.5 – Modelo Numérico F415-220T6,8-19P94-30.....	138
Figura A.6 – Modelo Numérico F415-220T6,8-19P94-50.....	139
Figura A.7 – Modelo Numérico F415-220T9,5-19P94-41.....	140
Figura A.8 – Modelo Numérico F415-220T12,5-19P94-41.....	141
Figura A.9 – Modelo Numérico F250-220T6,8-19P94-41.....	142
Figura A.10 – Modelo Numérico F350-220T6,8-19P94-41.....	143
Figura A.11 – Modelo Numérico F415-400T6,8-19P94-41.....	144
Figura A.12 – Modelo Numérico F415-600T6,8-19P94-41.....	145

Figura B.1 – Representação das dimensões do conector parafuso.....146

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1 – Descrição das séries experimentais com concreto autoadensável.....	20
Tabela 3-2 – Séries experimentais de Cardoso (2014) com concreto convencional.....	20
Tabela 3-3 – Séries experimentais de Ribeiro Neto (2016) com concreto convencional.....	21
Tabela 3-4 – Propriedades mecânicas reais médias dos tubos de aço e parafusos.....	25
Tabela 3-5 – Propriedades mecânicas do concreto das séries E, F, G e H.....	26
Tabela 3-6 - Resistência média à compressão do concreto para as séries E, F, G e H.....	26
Tabela 3-7 - Resistência média à compressão do concreto utilizado por Ribeiro Neto (2016).....	27
Tabela 3-8 - Valores de força e rigidez alcançados nos modelos experimentais da série E.....	30
Tabela 3-9 - Valores de força e rigidez alcançados nos modelos experimentais da série F.....	33
Tabela 3-10 - Comparação entre os valores de força dos modelos numéricos das séries E e F.....	34
Tabela 4-1 - Comparação dos valores de força máxima alcançados pelos modelos numéricos e experimentais.....	47
Tabela 4-2 - Descrição das relações constitutivas utilizadas para o tubo de aço e parafusos.....	54
Tabela 5-1 - Valores de força máxima e rigidez alcançados para os modelos da série E.....	61
Tabela 5-2 – Comparação dos valores de força dos modelos numéricos e experimentais da série E...	62
Tabela 5-3 - Valores de força máxima e rigidez alcançados para o modelo da série F.....	67
Tabela 5-4 - Comparação dos valores de força dos modelos numéricos e experimentais da série F...	68
Tabela 5-5 - Valores de força máxima alcançados para os modelos das séries G e H.....	74
Tabela 5-6 - Comparação dos valores de força dos modelos numéricos e experimentais das séries G e H.....	74
Tabela 5-7 - Comparação dos valores de força dos modelos numéricos e experimentais das séries I, J, K, L e M.....	76
Tabela 6-1 - Modelos numéricos analisados a partir da variação de $l_b$ para diâmetros $D = 220$ mm....	79
Tabela 6-2 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação do $l_b$ para diâmetros $D = 220$ mm....	80
Tabela 6-3 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do $l_b$ para diâmetros $D = 400$ mm....	80
Tabela 6-4 - Dimensões analisadas a partir da variação do diâmetro.....	81
Tabela 6-5 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do $\emptyset_b$ .....	81
Tabela 6-6 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação da variação do $\emptyset_b$ .....	83
Tabela 6-7 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do $f_{ck}$ .....	84
Tabela 6-8 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação do $f_{ck}$ .....	84
Tabela 6-9 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do $t$ .....	86
Tabela 6-10 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação do $t$ .....	87
Tabela 6-11 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do $D$ .....	90

Tabela 6-12 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação do D .....	91
Tabela 6-13 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do $f_y$ .....	93
Tabela 6-14 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação do $f_y$ .....	94
Tabela 6-15 - Modelos numéricos analisados pela influência dos níveis dos conectores .....	95
Tabela 6-16 - Resultados obtidos dos modelos numéricos analisados pela influência dos níveis dos conectores.....	96
Tabela 7-1 - Comparação entre as resistências isoladas dos modelos numéricos .....	102
Tabela 7-2 - Comparação das resistências analíticas da ABNT NBR 162239:2013 pelos valores obtidos por MEF.....	104
Tabela 7-3 - Modelos de cálculo analisados neste trabalho, considerando a falha no concreto.....	111
Tabela 7-4 - Comparação dos resultados analíticos com os resultados obtidos por MEF, considerando a falha no concreto.....	113
Tabela 7-5 - Fatores de ajuste introduzidos nos modelos de cálculo .....	114
Tabela 7-6 - Comparação dos resultados analíticos, corrigidos pelos fatores de ajuste, com os resultados obtidos por MEF, considerando a falha no concreto.....	115
Tabela 7-7 - Modelos de cálculo analíticos, corrigidos pelos fatores de ajuste, considerando todos os mecanismos de falha.....	116
Tabela 7-8 - Comparação dos resultados analíticos, corrigidos pelos fatores de ajuste, com os resultados obtidos por MEF, considerando todos os mecanismos de falha.....	118
Tabela 7-9 - Tensão $\sigma_c$ , $R_k$ analisadas nos modelos de cálculo.....	120
Tabela 7-10 - Modelos de cálculo analíticos sugeridos, avaliando todos os mecanismos de falha.....	122
Tabela B.1 – Dimensões reais médias dos parafusos e tubos de aço dos protótipos da série E.....	146
Tabela B.1 – Dimensões reais médias dos parafusos e tubos de aço dos protótipos da série F.....	146

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $A_1$  - Área de concreto carregada  
 $A_c, A_2$  - Área da seção transversal do concreto  
 $B$  - Largura da base da seção transversal  
 $D$  - Diâmetro externo da seção transversal do tubo  
 $d_c$  - Dano à compressão uniaxial  
 $d_t$  - Dano à tração uniaxial  
 $E_a$  - Módulo de elasticidade longitudinal do aço  
 $E_c$  - Módulo de elasticidade do concreto  
 $E_{cm}$  - Módulo de elasticidade secante do concreto  
 $f_{cm}$  - Resistência média à compressão do concreto  
 $f_{ck}$  - Resistência característica à compressão do concreto  
 $f_{ctm}$  - Resistência média à tração do concreto  
 $f_{cu}$  - Resistência última do concreto  
 $f_u$  - Resistência à ruptura do aço à tração  
 $f_{ub}$  - Resistência à ruptura do aço do parafuso à tração  
 $f_y$  - Resistência ao escoamento do aço  
 $l_b$  - Comprimento líquido do conector  
 $n_b$  - Nível de instalação dos conectores  
 $n_{cL}$  - Fator de confinamento  
 $P_0, P_1, P_2, P_3$  - Parâmetros que servem para ajuste das coordenadas da curva Bézier  
 $V_{Rd}$  - Resistência de cálculo do conector  
 $P_{Rk}$  - Força característica  
 $P_{máx}$  - Força máxima  
 $P_{máx,con}$  - Força máxima por conector  
 $P_{máx,exp}$  - Força máxima do protótipo experimental, por conector  
 $P_{máx,num}$  - Força máxima do modelo numérico, por conector  
 $t$  - Espessura do tubo de aço  
 $y_a, y_c, y_n$  - Coeficientes de comportamento e ponderação da resistência  
 $w_c$  - Abertura de fissura fictícia  
 $k_{sc}$  - Rigidez secante

**Letras Gregas**

$\varepsilon_c$  – Deformação do concreto à compressão

$\varepsilon_{ck}$  - Deformação correspondente ao  $f_{ck}$

$\varepsilon_{cu}$  – Deformação específica do encurtamento de concreto na ruptura

$\varepsilon_u$  - Deformação última do concreto

$\epsilon$  - Parâmetro de excentricidade

$\nu$  – Coeficiente de Poisson

$\sigma_p$  - Tensão de proporcionalidade

$\sigma_{t0}$  – Resistência à tração do concreto

$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$  - Razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial

$\psi$  – Ângulo de dilatância

$\mu$  – Coeficiente de atrito estático

$\mu_{vis}$  – Parâmetro de viscosidade

$\rho$  - Densidade do concreto

$\delta_u$  - Capacidade de deslizamento

$\delta_{uk}$  – Capacidade característica de deslizamento

$\varnothing_b$  – Diâmetro do conector

## LISTA DE ABREVIATURAS

AASTHO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*

AISC - *American Institute of Steel Construction*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AS – *Australian Standard*

ASTM - *American Society for Testing and Materials*

CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Técnico

DBLNB - Parafuso com dupla porca embutida

DIN - *Deutsches Institut für Normung*

EUROCODE – Comitê Europeu de Normatização

EN – Norma Europeia

EUA – Estados Unidos da América

FAPEMIG – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais

GB - *Guobiao Standards*

HASAA - Parafuso com fuste de adesivo estrutural

HSFGB - Parafuso de alta resistência de aderência por atrito

LAEES – Laboratório de Análise Experimental de Estruturas

MEF – Método dos Elementos Finitos

NBR – Norma Brasileira

PMPC – Pilar Misto Preenchido com Concreto

PMPCs – Pilares Mistos Preenchidos com Concreto

RP – *Reference Point*

SE – Solda Efetiva

SP – Solda Ponteadada

TC – Perfil tubular circular

UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Gerais

Para que uma peça seja considerada um elemento estrutural misto de aço e concreto, o perfil de aço deve trabalhar em conjunto com o concreto simples ou armado. Geralmente, nas edificações, essa associação tem ocorrido em maior escala com o uso de concreto armado. Destacam-se como elementos mistos de aço e concreto: os pilares, as vigas e as lajes. A Figura 1.1 apresenta a *Canton Tower*, torre localizada na China com 612 m de altura, cuja construção foi viabilizada com o uso de pilares mistos de aço e concreto.

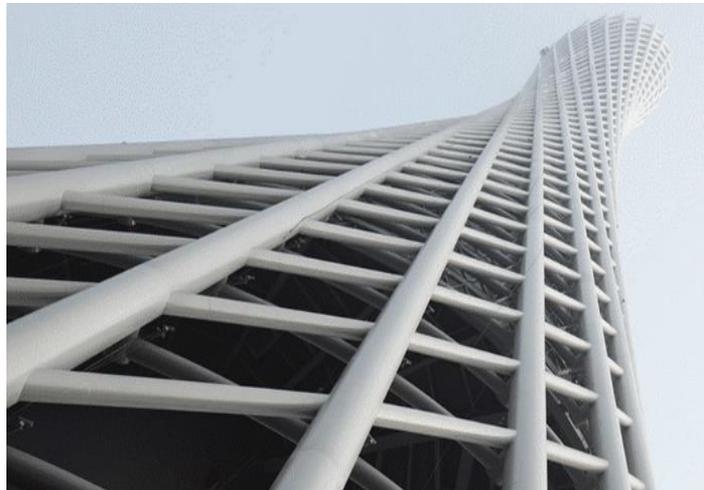


Figura 1.1 - *Canton Tower* (Wiki Arquitetura, 2016)

Segundo Caldas (2004), o pilar misto se refere a qualquer elemento comprimido de aço que atue juntamente com o concreto. Os elementos trabalham juntos e não possuem escorregamento relativo significativo na superfície de contato. Na Figura 1.2, apresentam-se os pilares mistos que são formados por perfis de aço preenchidos com concreto.

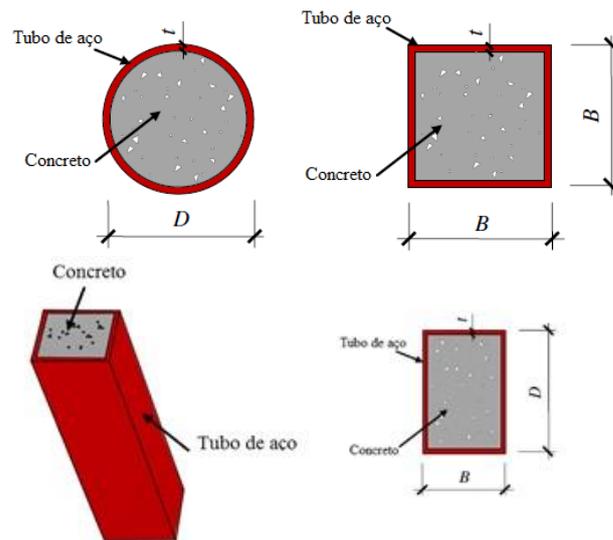


Figura 1.2 - Representação de Pilares Mistos Preenchidos com Concreto  
(adaptado de HAN *et al.*, 2014)

Para que o perfil de aço e o de concreto trabalhem juntos, é necessário que haja interação entre ambos. Esta interação pode ser do tipo mecânica, por atrito ou por simples aderência. A interação mecânica pode ocorrer através dos conectores de cisalhamento, mossas, ressaltos, entre outros. No Brasil, os conectores de cisalhamento mais estudados para utilização em pilares mistos de aço e concreto são os parafusos mecânicos, os pinos com cabeça (*stud bolts*), e os conectores Crestbond. Este último foi desenvolvido por Veríssimo (2007), e, posteriormente, estudado por Aguiar (2015) para ser utilizado nos pilares mistos de aço e concreto.

A proposta de utilização dos conectores parafusos está na norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 - “Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistadas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares”. De modo geral, essa norma ampliou as prescrições da ABNT NBR 8800:2008, e abordou novos conceitos sobre estruturas mistas de aço e concreto.

A Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) tem desenvolvido extensas pesquisas sobre o uso e aplicação dos conectores de cisalhamento. Citam-se os principais trabalhos finalizados: Veríssimo (2007), Almeida (2012), Cardoso (2014) e Aguiar (2015). Neste contexto, o conector parafuso, é tema de estudo do presente trabalho, que tem o intuito de ampliar o conhecimento do comportamento estrutural desse dispositivo de transferência de carga em pilares mistos de aço e concreto.

## 1.2 Objetivo do Trabalho

Este trabalho tem como objetivo o estudo do comportamento dos parafusos de alta resistência mecânica para serem utilizados como dispositivos de transferência de carga em pilares mistos tubulares circulares de aço preenchidos com concreto (PMPC).

Para alcançar o objetivo serão adotadas as seguintes etapas:

- analisar os resultados experimentais obtidos por meio de ensaios de cisalhamento nos pilares mistos preenchidos com concreto;
- desenvolver no programa de elementos finitos ABAQUS, modelos numéricos que apresentem boa concordância com os resultados experimentais;
- realizar um estudo numérico da capacidade resistente dos conectores em função da variação dos principais parâmetros: dimensão dos parafusos, diâmetro dos PMPCs, resistências mecânicas dos materiais e quantidade de níveis de instalação dos conectores;
- comparar os resultados numéricos obtidos com os resultados do modelo de cálculo da norma brasileira ABNT NBR 16239:2013, e outros encontrados na literatura, e avaliar a possibilidade de desenvolvimento de um novo modelo de cálculo.

### 1.3 Justificativa

A recente normatização dos conectores parafusos, aliado à sua facilidade de utilização nos pilares mistos de aço e concreto, e o baixo custo para sua obtenção, são apenas alguns dos fatores que contribuem para difusão do uso desses dispositivos em elementos estruturais mistos no Brasil.

As pesquisas científicas que surgiram nas últimas décadas, tratando de parafusos como conectores de cisalhamento, evidenciam que o uso correto destes dispositivos pode resultar em ganhos mecânicos favoráveis nos elementos estruturais mistos. Os trabalhos científicos de Starossek e Falah (2008), Kwon *et al.* (2011), Pavlovic *et al.* (2013), Liu *et al.* (2014), Ataei *et al.* (2015), dentre outros, comprovam a viabilidade do uso dos parafusos como conectores, e despontam na literatura para o incentivo e desenvolvimento de novas pesquisas.

No Brasil, ainda se faz necessário estudos relacionados ao uso e aplicação de parafusos como dispositivos de transferência de carga em pilares mistos de aço e concreto. Dessa forma, este trabalho contribui para difusão da aplicabilidade e conhecimento do comportamento estrutural dos conectores parafusos utilizados em pilares mistos de aço e concreto.

Ressalta-se que as formulações apresentadas na norma ABNT NBT 16239:2013 foram adaptadas para serem utilizadas no dimensionamento dos conectores parafusos frente aos possíveis mecanismos de falha. Todavia, é necessária a verificação destas expressões, de modo que sejam asseguradas as condições de dimensionamento, certificando sua validação por meio dos resultados numéricos, para que sua utilização seja do modo mais generalizado possível, justificando o presente estudo.

# 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Generalidades

Nesta seção, apresentam-se os conceitos contidos na literatura necessários para a aplicação dos conectores de cisalhamento em estruturas mistas. Assim, a primeira parte deste capítulo trata dos PMPCs, dos tipos e classificações dos conectores de cisalhamento, bem como da utilização dos parafusos como conectores e, por último, do processo normativo de execução do ensaio de cisalhamento. A segunda parte, dedica-se à apresentação dos trabalhos científicos que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

## 2.2 Pilares Mistos Preenchidos com Concreto (PMPC)

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 destaca que os pilares mistos são aqueles compostos por perfil de aço I ou H, soldado ou laminado, e os perfis tubulares de aço retangulares ou circulares para os pilares preenchidos com concreto. Os pilares mistos de aço e concreto possuem aplicações vantajosas tanto em estruturas de pequeno porte, quanto em edifícios de múltiplos andares. Sabe-se que a utilização dos PMPCs proporciona níveis maiores de rigidez e aumenta a resistência à flambagem, além de proporcionar vantagens econômicas frente ao uso das estruturas convencionais de concreto armado eem decorrência da racionalização da construção civil e da redução do desperdício de materiais. Outras principais vantagens são: dispensa de fôrmas de escoramento, redução do peso próprio, redução do consumo de aço estrutural e aumento da resistência ao fogo e à corrosão.

## 2.3 Conectores de Cisalhamento

Chaves (2009) ressalta que as primeiras investigações desenvolvidas com conectores de cisalhamento surgiram na década de 60, na Suíça, por Viest, e nos Estados Unidos, na década de 40, pela Universidade de Illinois e de Lehigh. Os europeus começaram a realizar pesquisas com conectores rígidos, enquanto que os americanos desenvolviam estudos com conectores flexíveis. No Brasil, é tornando comum o uso de três tipos de conectores de cisalhamento: os pinos com cabeça (*stud bolts*), parafusos mecânicos e os perfis U laminados.

Para se garantir o comportamento misto entre o aço e o concreto, como se fossem uma peça única, é necessário que haja interação entre esses materiais. Uma vez que a aderência natural entre eles não consegue satisfazer esta necessidade, empregam-se os conectores de cisalhamento para a transferência de forças na interface aço-concreto.

Novas tipologias de conectores têm sido difundidas no cenário internacional e nacional para atender as necessidades específicas dos mercados e normativas vigentes. Cruz *et al.* (2006) enfatizam que a tipologia de um conector depende das características dos dois materiais, aço e concreto, e do tipo de ligação que se pretende realizar. A Figura 2.1 mostra diferentes tipologias de alguns conectores bastante difundidos.

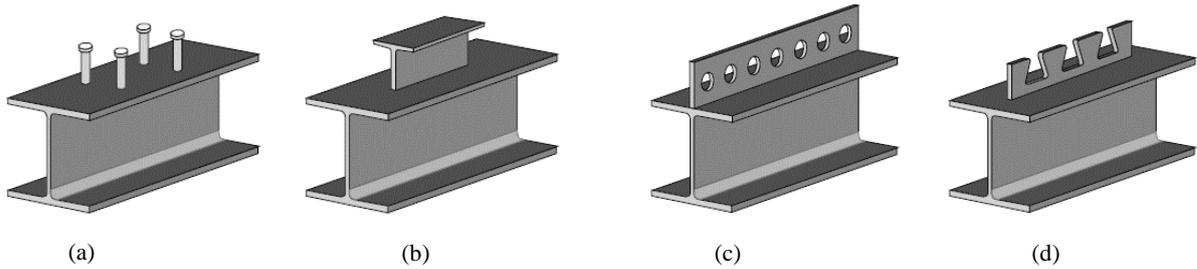


Figura 2.1 - Tipologia de novos conectores desenvolvidos: (a) pinos com cabeça (*stud bolts*); (b) T; (c) *Perfobond*; (d) *Crestbond*. (Cruz *et al.*, 2006)

### 2.3.1 Classificação dos Conectores

Segundo Veríssimo (2007), os conectores de cisalhamento são classificados em duas categorias no tocante à ductilidade: rígidos e flexíveis. Os rígidos não se deformam sob carga e proporcionam uma conexão praticamente sem deslizamento relativo entre o aço e o concreto.

Entretanto, o colapso de conexões com esse tipo de conector é caracterizado por ruptura frágil, com esmagamento ou cisalhamento do concreto. Por outro lado, os conectores flexíveis se deformam sob carga, permitindo o deslizamento relativo entre o aço e o concreto e apresentando ruptura dúctil.

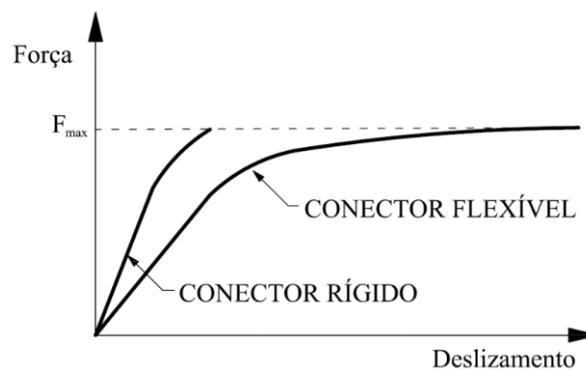


Figura 2.2 - Classificação dos conectores (Chaves, 2009)

Segundo Almeida (2012), na literatura vigente não existe uma definição precisa para se classificar um conector como rígido ou flexível. Assim, o autor considera que os conectores que possuem rigidez secante ( $k_{sc}$ ) medida a 60% de  $P_{Rk}$ , inferior a 200 kN/mm, poderão ser classificados como flexíveis, e os demais como rígidos.

Quanto à classificação normativa dos conectores, a norma europeia EN 1994-1-1:2004 define que o conector de cisalhamento pode ser tomado como dúctil se a capacidade característica de deslizamento ( $\delta_{uk}$ ) for menor ou igual a 6 mm;  $\delta_{uk}$  é tomado como o valor mínimo de  $\delta_u$ , obtido no ensaio *standard push-test*, reduzido em 10%, ou determinado por uma avaliação estatística dos resultados ensaiados. Pela norma europeia,  $\delta_i$  é o deslizamento inicial e  $\delta_u$  é o deslizamento máximo, ambos medidos ao nível da resistência característica  $P_{Rk}$ , na parte ascendente e descendente da curva, respectivamente.

### 2.3.2 Utilização de Parafusos como Conectores de Cisalhamento

A Figura 2.3 apresenta a configuração de um conector parafuso.



Figura 2.3 - Parte dos parafusos (Dias, 2007)

Os dispositivos tipo 1, conforme define a norma brasileira ABNT NBR 16239:2013, são parafusos que podem ser os comuns ou de alta resistência. Para o cálculo da força resistente desses parafusos ( $V_{rd}$ ), a norma brasileira estabelece que o espaçamento entre eixos não poderá ser inferior a seis vezes o seu diâmetro ( $\phi_b$ ). A capacidade resistente dos parafusos, conforme a norma, é dado pelas seguintes expressões:

$$V_{Rd} = l_b \phi_b \sigma_{c,Rd} \leq 5 \phi_b^2 \sigma_{c,Rd} \quad (2.1)$$

$$V_{Rd} = 0,4\pi \frac{\phi_b^2 f_{ub}}{\gamma_{a2}} \leq 2,4 \phi_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}} \quad (2.2)$$

onde:  $l_b$  e  $\phi_b$  são o comprimento líquido (descontando-se a espessura do tubo de aço) e o diâmetro dos parafusos, respectivamente;  $t$  é a espessura da parede do tubo;  $f_u$  e  $f_{ub}$  são a resistência à ruptura do aço e do parafuso, respectivamente;  $\sigma_{c,Rd}$  é obtido conforme a Equação 2.3, extraída do item 6.6.5 da ABNT NBR 8800:2008, tomando-se  $A_2/A_1$  igual a 4.

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck} \quad (2.3)$$

onde:  $A_2$  é a área da seção transversal do concreto;  $A_1$  é a área de concreto carregada (área de contato);  $\gamma_c$  e  $\gamma_n$  são coeficientes de ponderação e de comportamento, respectivamente.

## 2.4 Estudos com Conectores de Cisalhamento

### 2.4.1 Kwon *et al.* (2011)

Kwon *et al.* (2011) realizaram um estudo numérico-experimental com a finalidade de avaliar o comportamento de vigas mistas constituídas por vigas de aço sobrepostas por lajes de concreto. Essas vigas foram adaptadas com conectores de cisalhamento para garantir o comportamento misto. Dada a grande quantidade de pontes antigas, os autores desenvolveram este estudo propondo o reforço estrutural dessas pontes com conectores de cisalhamento.

Nos estudos experimentais, foram analisados cinco modelos constituídos por vigas de aço com lajes de concreto. Os modelos eram simplesmente apoiados em suas extremidades, possuíam 11,6 m de comprimento e foram submetidos a uma carga concentrada aplicada no meio do vão. O primeiro modelo era constituído por uma viga de aço sobreposta com laje de concreto sem conectores de cisalhamento. Nos demais modelos, foram utilizados os conectores.

Na Figura 2.4, estão apresentados os três modelos de conectores estudados por Kwon *et al.* (2011). São eles: parafuso com dupla porca embutida (DBLNB), parafuso de alta resistência de aderência por atrito (HSFGB) e fuste do parafuso com adesivo estrutural (HASAA). Estes conectores foram ensaiados e analisados numericamente com grau de interação de 30%.

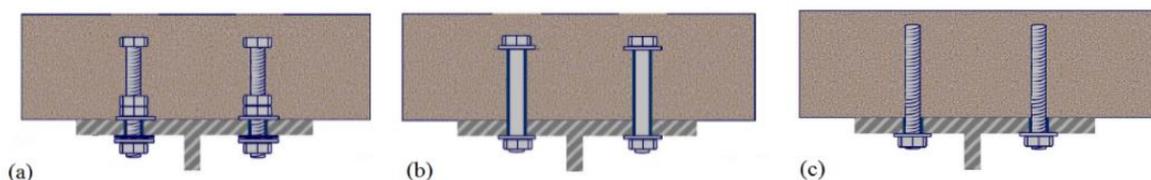


Figura 2.4 - Modelos de conectores de cisalhamento utilizados por Kwon *et al.* (2011): (a) parafuso com dupla porca embutida (DBLNB); (b) parafuso de alta resistência de aderência por atrito (HSFGB) e (c) fuste do parafuso com adesivo estrutural (HASAA)

O estudo numérico foi desenvolvido no programa de elementos finitos ABAQUS. Os autores concluíram que o modelo de elementos finitos forneceu uma boa aproximação do comportamento observado nos modelos experimentais de vigas mistas com os conectores de cisalhamento. O modelo de elementos finitos foi capaz de prever com precisão, a rigidez, a resistência, e a ductilidade dos protótipos experimentais.

Por meio dos resultados obtidos, os corpos de prova com conectores de cisalhamento, quando comparados com os protótipos de vigas de aço com laje de concreto sem conectores, apresentaram elevação da rigidez e resistência na ordem de 40% a 50%.

A proposta do uso dos conectores de cisalhamento do trabalho de Kwon *et al.* (2011) foi adotada e implementada para reforço em uma ponte existente no Texas (EUA), onde foi possível aumentar sua taxa de carregamento na ordem de 65%, com base nos resultados obtidos pelos autores.

#### 2.4.2 Starossek e Falah (2008a)

Starossek e Falah (2008a) buscaram compreender o comportamento dos PMPCs quando submetidos a três tipos de carregamentos axiais: “SP” - carregamento aplicado somente no núcleo do concreto; “S” - carregamento aplicado somente no tubo de aço; “A” - carregamento aplicado em ambos, tubo de aço e núcleo do concreto. A Figura 2.5 apresenta os esquemas de carregamento adotados.

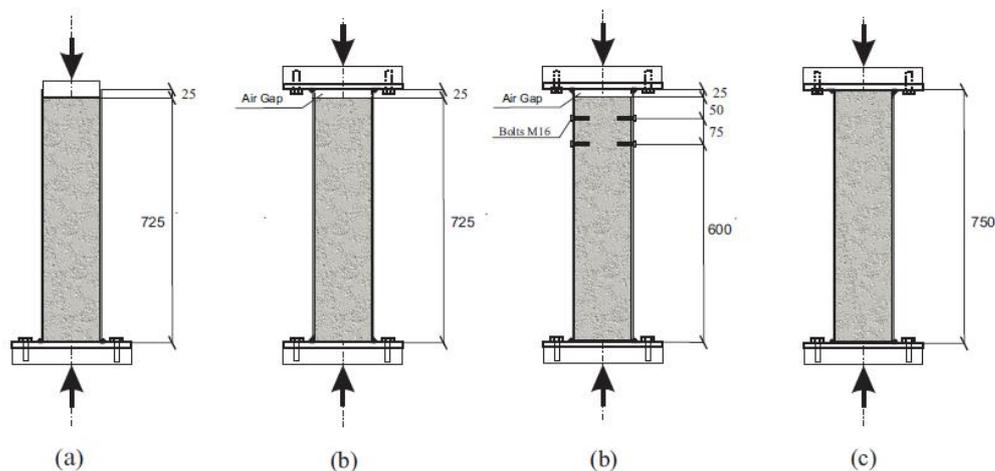


Figura 2.5 - Tipos de carregamentos: (a) SP- *type of loading*; (b) S - *type of loading*; (d) A - *type of loading*; (Starossek e Falah, 2008a)

O conector de cisalhamento utilizado foi o parafuso de alta resistência *Bolts M16* – grau 5.6, cujo diâmetro nominal e comprimento efetivo eram de 16 mm e 55 mm, respectivamente. Para os conectores, a resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) e a resistência à ruptura ( $f_{ub}$ ) eram de 294 MPa e 490 MPa, respectivamente.

O estudo numérico de Starossek e Falah (2008a) foi desenvolvido no programa ABAQUS. Nos modelos numéricos tridimensionais, o núcleo de concreto, tubo de aço, parafusos e as placas de topo de extremidade, foram modelados usando o elemento sólido C3D8 com 8 nós e três graus de liberdade por nó, conforme apresenta a Figura 2.6.

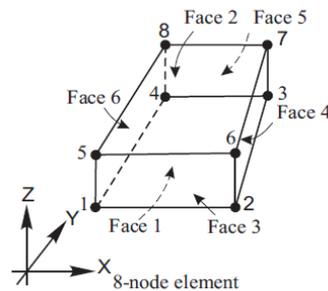


Figura 2.6 – Elemento sólido C3D8; (Starossek e Falah, 2008a)

A Figura 2.7 apresenta a relação tensão *versus* deformação do concreto à tração utilizada por Starossek e Falah (2008a). Observa-se que os níveis de tensão de tração aumentam linearmente com o aumento da deformação até o pico do gráfico, caracterizado pela resistência a tração do concreto ( $f_{ct}$ ). Em seguida, a tensão diminui linearmente até zero com o aumento da deformação.

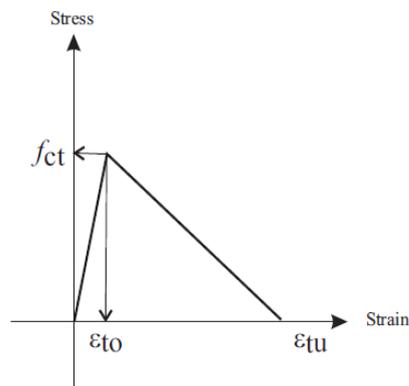


Figura 2.7 - Relação tensão *versus* deformação para o concreto submetido à tração (Starossek e Falah, 2008a)

A Figura 2.8 apresenta a relação tensão *versus* deformação do aço dos parafusos. Observa-se que o comportamento do aço dos parafusos é representado por um diagrama bilinear, limitado ao valor de deformação última ( $\epsilon_u$ ). Os valores de tensão do aço foram obtidos por ensaios laboratoriais.

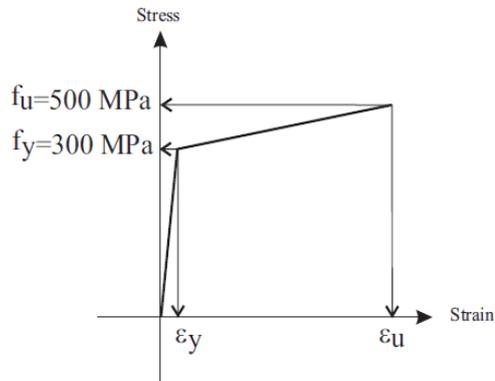


Figura 2.8 - Relação tensão *versus* deformação para o aço dos parafusos à tração (Starossek e Falah, 2008a)

Starossek e Falah (2008a) observaram nos modelos com carregamento aplicado no tubo de aço que a tensão axial foi praticamente uniforme na seção transversal do núcleo de concreto, bem como a distribuição da tensão de cisalhamento foi praticamente uniforme ao longo de todo comprimento do núcleo de concreto. Essas conclusões foram depreendidas dos resultados apresentados na Figura 2.9, onde apresentam-se os níveis de tensão axial e os níveis de tensão de cisalhamento, ambas apresentados em MPa. No mesmo modelo, também foi observado que o deslizamento relativo entre o concreto e o aço foi maior na parte superior do pilar misto.

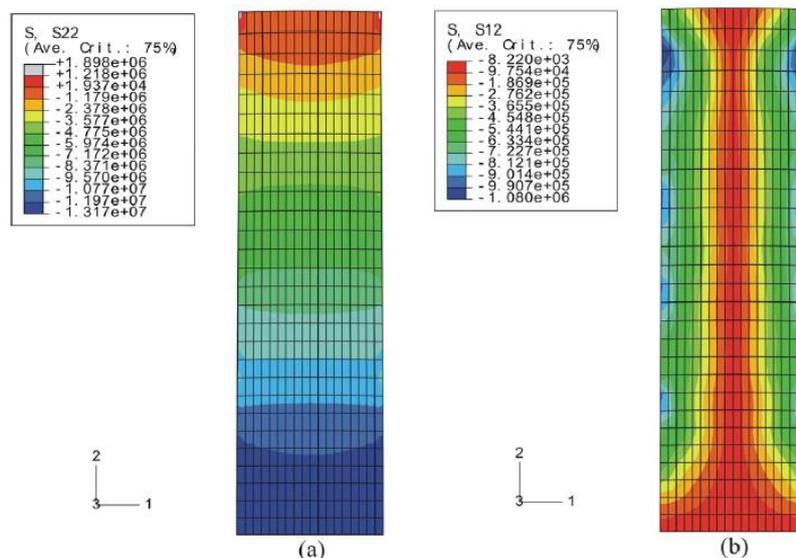


Figura 2.9 - Variação das tensões no núcleo de concreto: (a) tensões normais; (b) tensões cisalhantes; (Starossek e Falah, 2008a)

Por meio da análise de elementos finitos, Starossek e Falah (2008a) observaram que os níveis de tensão de confinamento aumentaram significativamente no concreto situado abaixo dos conectores de cisalhamento. Este aumento foi devido ao confinamento que é fornecido pelo tubo de aço.

No estudo paramétrico, os autores observaram que, à medida em que se aumentou o diâmetro dos parafusos, houve elevação da força transferida para o concreto. Os parafusos com diâmetros menores apresentaram falha por cisalhamento no fuste. No entanto, para os parafusos com diâmetros maiores, os tubos de aço começavam a escoar antes que ocorresse falha por cisalhamento no fuste.

### **2.4.3 Liu *et al.* (2014)**

Liu *et al.* (2014) estudaram o comportamento das vigas mistas constituídas por perfil de aço sobrepostos com lajes pré-moldada de concreto geopolimérico. Foram instalados nas vigas conectores parafusos de alta resistência por atrito. A motivação para a realização da pesquisa foi avaliar o comportamento desses conectores em vigas mistas.

O estudo numérico foi realizado no programa ABAQUS. Para otimização da análise, aplicando as devidas condições de contorno, foi modelado somente um quarto da seção transversal dos protótipos. Elementos de malha tridimensional C3D8R foram adotados para modelagem das vigas de aço e lajes de concreto. Os conectores de cisalhamento foram modelados com elementos de malha C3D20R. Este tipo de malha, ao ser aplicada aos parafusos, proporcionou melhora na captação dos resultados dos níveis de tensões e favoreceu o processo de modelagem numérica dos conectores.

A relação tensão de compressão *versus* deformação para o concreto geopolimérico foi uma adaptação realizada por Liu *et al.* (2014). Assumiu-se que o comportamento do concreto não-linear seria representado por uma curva subdividida em três partes, conforme apresentado na Figura 2.10.

A primeira parte refere-se ao regime elástico que segue até a tensão de proporcionalidade ( $\sigma_p$ ), definida como 40% da resistência à compressão. Para definição do módulo de elasticidade do concreto ( $E_C$ ), os autores utilizaram a recomendação da norma australiana AS3600:2009, que define  $E_C$  como:

$$E_c = \rho^{1,5} (0,024\sqrt{f_{cm}} + 0,012) \text{ (MPa)} \quad (2.4)$$

onde  $\rho$  é a densidade do concreto em  $\text{kg/m}^3$  e  $f_{cm}$  é a resistência média à compressão do concreto, dado em MPa.

A segunda parte, que se inicia na tensão de proporcionalidade e segue até o valor de  $f_{ck}$ , foi determinada pela Equação 2.5. A última parte da curva é constante, sem variação da tensão após alcançar o valor de  $f_{ck}$ .

$$\sigma_c = f_{ck} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{ck}} \right) \left[ \frac{n}{n-1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{ck})^{nk}} \right] \quad (2.5)$$

onde  $\varepsilon_{ck}$  é a deformação correspondente ao valor do  $f_{ck}$ , para o caso do concreto geopolimérico assume-se que seja de 0,0033,  $n = 0,8 + f_{ck}/17$ ,  $k = 0,67 + f_{ck}/62$  para  $\varepsilon_c/\varepsilon_{ck} > 1$  e  $k = 1$ , para  $\varepsilon_c/\varepsilon_{ck} \leq 1$ .

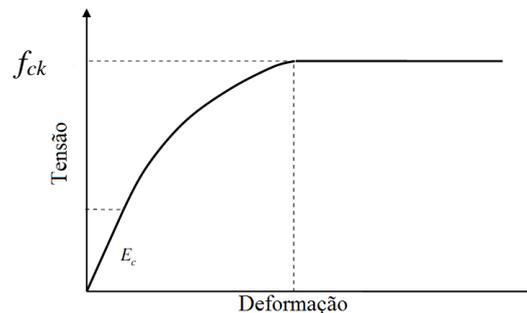


Figura 2.10 - Relação tensão *versus* deformação para o concreto submetido à compressão (Liu *et al.*, 2014)

Para o perfil de aço e os conectores de cisalhamento, os autores adotaram uma curva tensão *versus* deformação, representada por uma relação bilinear, conforme apresentado na Figura 2.11.

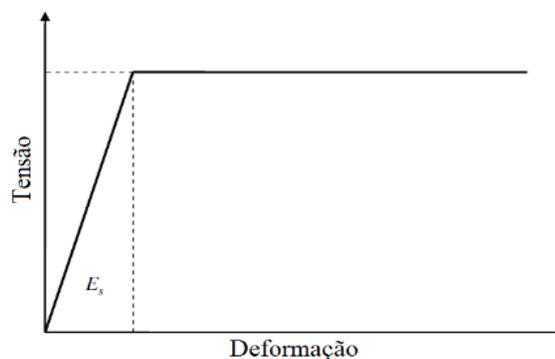


Figura 2.11 - Relação tensão *versus* deformação para o aço dos parafusos e das vigas submetido à tração (Liu *et al.*, 2014)

Liu *et al.* (2014) observaram que o modelo de elementos finitos, quando comparado com os resultados dos ensaios experimentais, forneceu boa precisão nos resultados obtidos e boa concordância nas curvas carregamento *versus* deslizamento. Por fim, os autores propuseram uma formulação empírica para a previsão da capacidade resistente dos conectores em vigas mistas. Esta formulação apresentou resultados confiáveis em relação aos resultados de outras formulações já propostas na literatura.

#### 2.4.4 Pavlovic *et al.* (2013)

Pavlovic *et al.* (2013) avaliaram o comportamento dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça e parafusos de alta resistência. Os autores analisaram o comportamento destes conectores em ensaios de cisalhamento *standard push-tests*, com a finalidade de estudar os mecanismos de falha que viriam a ocorrer neles, melhorar a competitividade das estruturas mistas pré-moldadas e compreender as diferenças entre o comportamento dos parafusos de alta resistência e os pinos com cabeça.

As simulações numéricas foram realizadas no programa ABAQUS. No estudo numérico, o comportamento dos conectores parafusos foi avaliado pelos seguintes parâmetros: resistência ao cisalhamento, ductilidade, rigidez e mecanismos de falhas dos conectores. A Figura 2.12 apresenta o modelo de elementos finitos.

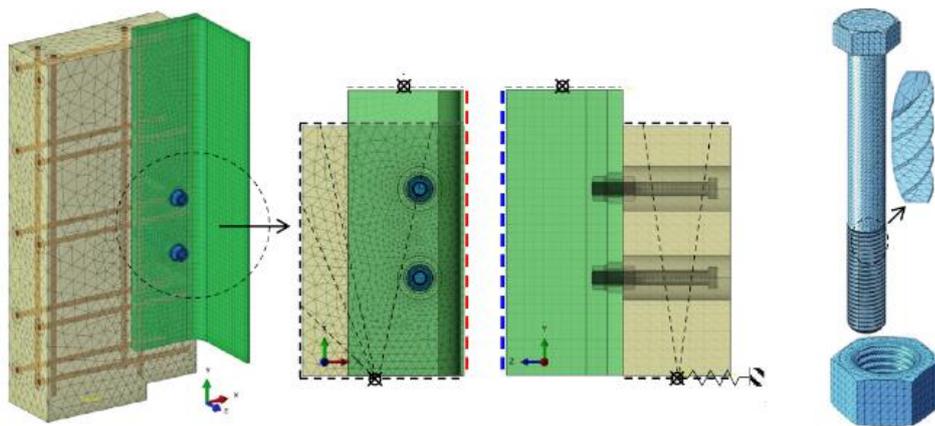


Figura 2.12 - Modelo de Elementos Finitos (Pavlovic *et al.*, 2013)

Dada a geometria complexa dos parafusos e porcas, os autores realizaram um estudo investigativo na malha de elementos finitos com o objetivo de encontrar o elemento de malha ideal para esses dispositivos. Após as investigações, o elemento de malha C3D4 com quatro nós e três graus de liberdade por nó foi o elemento de malha que melhor se ajustou à geometria dos parafusos. Para os parafusos, o módulo de elasticidade do aço ( $E_a$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) eram de 210.000 MPa e  $\nu = 0,3$ , respectivamente.

Para o concreto, o módulo de elasticidade ( $E_c$ ) e a resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ) eram de 35.000 MPa e 40 MPa, respectivamente. A curva que representa o comportamento do concreto submetido à compressão obedeceu às prescrições da norma europeia EN 1992-1-1:2004, conforme apresentado na Figura 2.13.

Ressalta-se que o ramo descendente da curva proposta na norma europeia é limitado ao valor da resistência última do concreto ( $f_{cu}$  – ponto D). Pavlovic *et al.* (2013) afirmam que esta limitação não gera problemas em análises de estruturas convencionais de concreto armado, pois, em geral, a resistência à compressão do concreto não alcança o valor de  $f_{cu}$ . Todavia, é comum que o concreto situado em torno dos conectores de cisalhamento apresente elevadas tensões de esmagamento e deformações superiores ao valor de  $\epsilon_{cu}$ . Caso este fenômeno não seja levado em conta, o concreto poderá apresentar uma superestimação de sua resistência ao esmagamento. Para contornar esta situação, Pavlovic *et al.* (2013) propuseram uma extensão na curva da norma europeia, que se inicia no ponto D e segue até o ponto F, ver Figura 2.13. As deformações nos pontos E e F, foram definidas como  $\epsilon_{cuE} = 0,03$ ;  $\epsilon_{cuF} = 0,01$ , respectivamente.

A curva proposta pela norma chinesa GB 50010-2002 foi a única referência que os autores encontraram na literatura para fins de comparação dos resultados após a deformação  $\epsilon_{cu}$ , ver Figura 2.13.

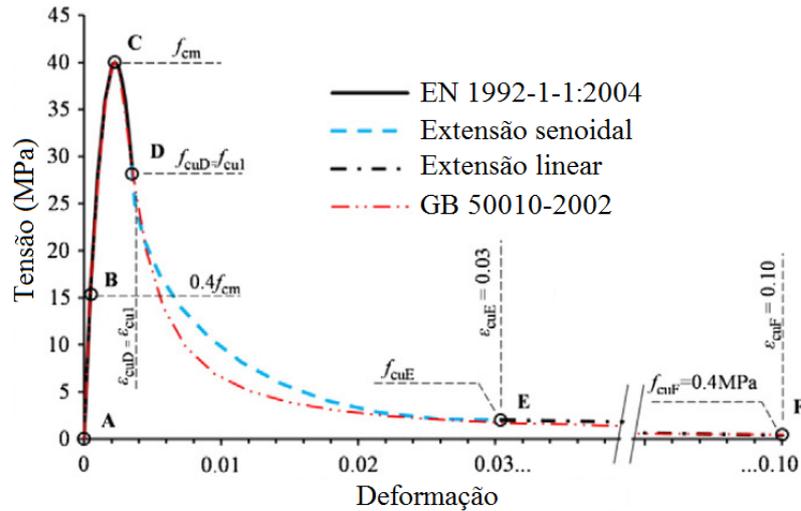


Figura 2.13 - Relação tensão *versus* deformação do concreto (Pavlovic *et al.*, 2013)

Pavlovic *et al.* (2013) observaram que o mecanismo de falha predominante nos parafusos de alta resistência foi o corte cisalhante gerado na interface da superfície inferior da mesa do perfil com a porca interna embutida na parte rosqueada do fuste. Esse mecanismo de falha apresentou 67% de influência da força cortante.

Nos conectores pino com cabeça, a falha ocorreu na parte inferior do pino entre o colar e o fuste. Esse mecanismo de falha apresentou 56% e 37% de flexão e cortante, respectivamente. Nos conectores parafusos, a formulação da norma europeia que avalia o cisalhamento no fuste apresentou resultados conservadores em relação aos resultados numéricos.

Pavlovic *et al.* (2013) conseguiram boa concordância dos resultados numéricos com os experimentais. Ao final, para valores acima de  $\epsilon_{cu}$ , os autores propõem a utilização de sua curva no modelo constitutivo do concreto.

## 2.5 Ensaio de Cisalhamento

O ensaio de cisalhamento, internacionalmente conhecido como *standard push test*, foi padronizado pela norma europeia EN 1994-1-1:2004 e serve para avaliar o comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento.

Observa-se na Figura 2.14 que o ensaio é composto por um perfil I conectado a duas lajes de concreto. As lajes possuem dimensões iguais de  $650 \times 600 \times 150 \text{ mm}$  que, por sua vez, são apoiadas na parte inferior e o carregamento é aplicado no perfil de aço na parte superior. Em intervalos de tempos pré-fixados são aferidos os deslocamentos relativos e a força aplicada. Através dos resultados obtidos durante o ensaio, plota-se um gráfico força *versus* deslizamento relativo. Este ensaio é recomendável para se avaliar o comportamento de vigas mistas com conectores de cisalhamento.

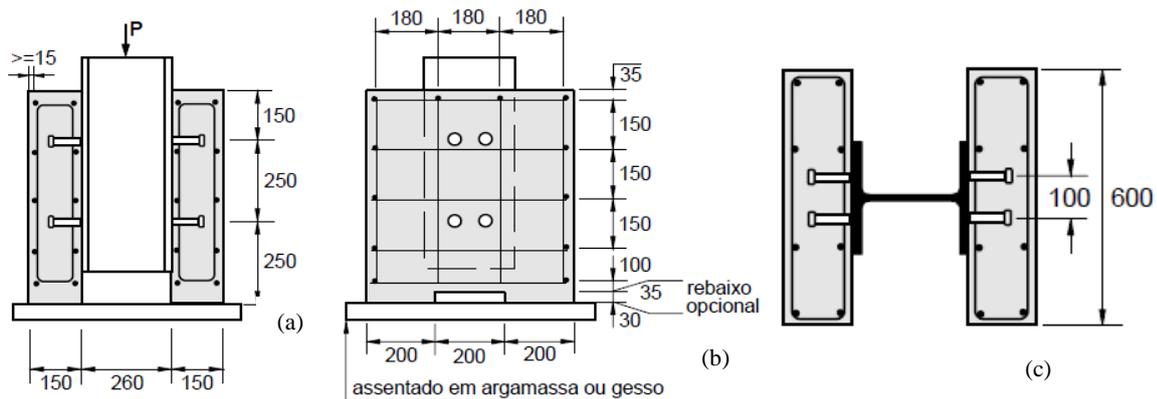


Figura 2.14 - Ensaio de cisalhamento - *push test* (EN 1994-1-1:2004): (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) vista superior;

Entretanto, para a investigação do comportamento estrutural dos conectores parafusos em pilares mistos de aço e concreto, serão adotadas as configurações de ensaio apresentadas no Capítulo 3.

# 3

## ENSAIOS EXPERIMENTAIS

### 3.1 Generalidades

O estudo desenvolvido nesta seção é parte de uma pesquisa teórico-experimental desenvolvida na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) e visa investigar o comportamento de parafusos de alta resistência utilizados nos PMPCs. Como complemento aos estudos experimentais, são incluídos dois trabalhos paralelos ao presente estudo: o primeiro, é o estudo experimental de protótipos realizado por Cardoso (2014), e o segundo consiste em algumas séries de pilares analisadas experimentalmente por Ribeiro Neto (2016). Os ensaios experimentais realizados por esses autores foram modelados numericamente no presente trabalho a fim de se validar os parâmetros numéricos ajustados.

### 3.2 Descrição dos protótipos analisados

Os PMPCs das séries E, F, G e H são provenientes do projeto de pesquisa de Caldas *et al.* (2014) e Cardoso *et al.* (2016). Ressalta-se que os PMPCs das séries E e F, foram ensaiados experimentalmente pelo doutorando do Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da UFMG, engenheiro Hermano de Sousa Cardoso, porém, essas séries não foram analisadas e catalogadas em nenhum estudo científico, até o presente momento. Todas as séries deste trabalho são compostas por dois PMPCs.

Serão avaliadas duas séries experimentais com concreto autoadensável. Foram utilizados nestes pilares conectores de cisalhamento do tipo parafusos de alta resistência. Os conectores foram instalados em níveis diferentes. As séries estão descritas na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 – Descrição das séries experimentais com concreto autoadensável

<i>Séries</i>	<i>Descrição</i>
-	-
E	E415-220T6,8-19P94-42-SP
F	F415-220T6,8-19P94-41-SP

Os protótipos estudados por Cardoso (2014) são descritos pelas séries G e H, ver Tabela 3-2. Nestas séries, foi utilizado concreto convencional e os conectores foram instalados em apenas um nível.

Tabela 3-2 – Séries experimentais de Cardoso (2014) com concreto convencional

<i>Séries</i>	<i>Descrição</i>
-	-
G	G415-220T6,8-19P94-37-SE
H	H415-220T6,8-19P94-36-SP

Os protótipos estudados por Ribeiro Neto (2016) são descritos pelas séries I, J, K, L e M, Tabela 3-3.

Tabela 3-3 – Séries experimentais de Ribeiro Neto (2016) com concreto convencional

<i>Série</i>	<i>Protótipos</i>
-	-
I	C32A-8,2-4P-5/8-2-30
	C32B-8,2-4P-5/8-2-30
J	C33A-8,2-4P-5/8-4-30
	C33B-8,2-4P-5/8-4-30
K	C37A-9,5-4P-3/4-4-20
	C37B-9,5-4P-3/4-4-20
L	C38A-9,5-4P-3/4-2-30
	C38B-9,5-4P-3/4-2-30
M	C39A-9,5-4P-3/4-4-30
	C39A-9,5-4P-3/4-4-30

A nomenclatura prescrita na Tabela 3-1 e Tabela 3-2 são referenciadas pelos parâmetros: “F415” – a indicação alfabética “F” e a numeração “415” faz referência à série avaliada e à resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) do tubo, dado em MPa; o parâmetro posterior (exemplo “220T6,8”) refere-se ao diâmetro ( $D$ ) e espessura do tubo ( $t$ ) em dimensões reais médias de 220 mm e 6,8 mm, respectivamente; a designação “19P94” indica que foram utilizados parafusos com diâmetro ( $\varnothing_b$ ) e comprimento ( $l_b$ ) em dimensões reais médias de 19,05 mm e 93,50 mm, respectivamente; o penúltimo parâmetro indica a resistência característica do concreto; e o último parâmetro refere-se ao tipo de solda adotada entre a cabeça do parafuso e o tubo de aço, SE – Solda efetiva ou SP – Solda ponteadada.

A nomenclatura prescrita na Tabela 3-3 obedeceu a padronização de Ribeiro Neto (2016). Assim, o primeiro parâmetro (exemplo “C32A”) refere-se a indicação do protótipo “A”, no grupo 32, da série C de Ribeiro Neto (2016); o parâmetro posterior (exemplo “8,2”) refere-se a espessura do tubo de aço ( $t$ ); a designação “4P” corresponde a quantidade de parafusos instalados em um nível; em seguida, o próximo parâmetro (exemplo “5/8”) refere-se ao diâmetro ( $\varnothing_b$ ) do conector; o penúltimo parâmetro corresponde ao comprimento ( $l_b$ ) do conector; e, por último, tem-se o parâmetro da resistência característica do concreto.

As séries de Cardoso (2014) e Ribeiro Neto (2016) conforme citado anteriormente, serão analisadas, exclusivamente, no estudo numérico para fins de validação dos parâmetros numéricos adotados para calibração das séries E-F.

### 3.3 Concepção dos Ensaios

O ensaio proposto no estudo experimental é uma adaptação do ensaio padrão de cisalhamento – *standard push test* – proposto pela norma europeia EN 1994-1-1:2004. O ensaio padrão é capaz de fornecer uma boa representação em sistemas de vigas mistas, pela utilização de conectores soldados ao longo das mesas de um perfil I. Para este trabalho, nas séries E, F, G e H, adotou-se a configuração do ensaio de cisalhamento proposta por Caldas *et. al.* (2014). Esta adaptação fornece boa representação do comportamento dos conectores de cisalhamento em pilares mistos de aço e concreto. Na Figura 3.1 e Figura 3.2, estão apresentadas as configurações do ensaio de cisalhamento adaptado aos PMPCs.

Observa-se na Figura 3.1 que os protótipos da série E possuem altura de 1000 *mm* e em cada pilar os conectores foram instalados em dois níveis. O primeiro nível situa-se na altura de 585 *mm* e o segundo nível na altura de 700 *mm*. Cada nível possui dois conectores instalados. O espaçamento entre níveis obedeceu às prescrições da norma ABNT NBR 16239:2013.

Na Figura 3.2 estão representados os protótipos das séries F, G, e H. Nessas séries, os conectores foram instalados em um nível, cuja altura é de 700 *mm*. Ao todo, são quatro conectores neste nível.

Nas séries E, F, G e H, o núcleo de concreto situa-se 50 *mm* abaixo do topo da superfície do tubo de aço, e na base o mesmo é apoiado sobre uma chapa circular. Dessa forma, com a carga aplicada no tubo de aço e resistida na base pelo núcleo de concreto, têm-se ensaios de cisalhamento na interface aço-concreto, de modo que os conectores sejam acionados. Em virtude disso, a estrutura é influenciada, principalmente, pela rigidez e pela capacidade resistente dos parafusos.

Outra contribuição importante para assegurar que a transferência de forças de cisalhamento seja realizada, prioritariamente, pelos conectores de cisalhamento, foi a aplicação de pintura e cera desmoldante na superfície interna dos tubos. Esse artifício garante a minimização da transferência de forças por atrito e por aderência em PMPCs.

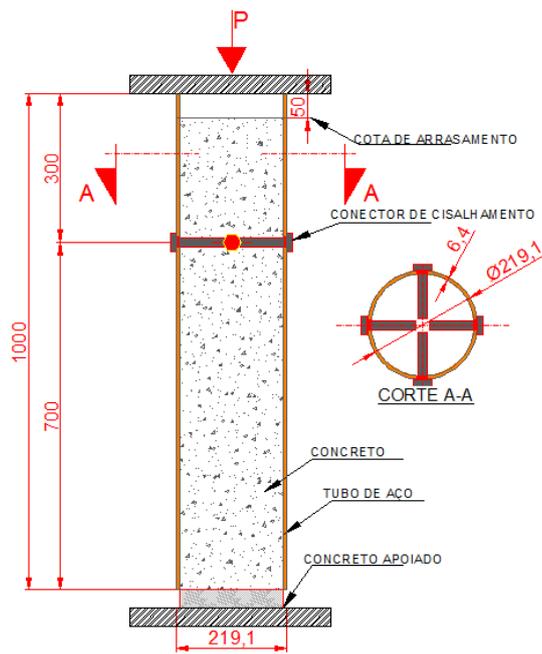


Figura 3.1 - Representação dos protótipos da série E

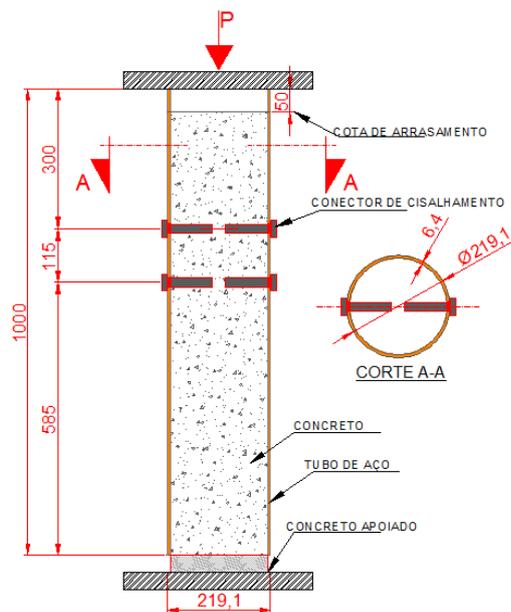


Figura 3.2 - Representação dos protótipos da série F

Na Figura 3.3 estão representadas as configurações dos protótipos das séries I, J, K, L e M. De igual modo às outras séries, realizou-se a lubrificação interna dos perfis de aço. Porém, os PMPCs dessas séries possuem altura de 500 mm e os conectores foram instalados a meia altura do tubo de aço.

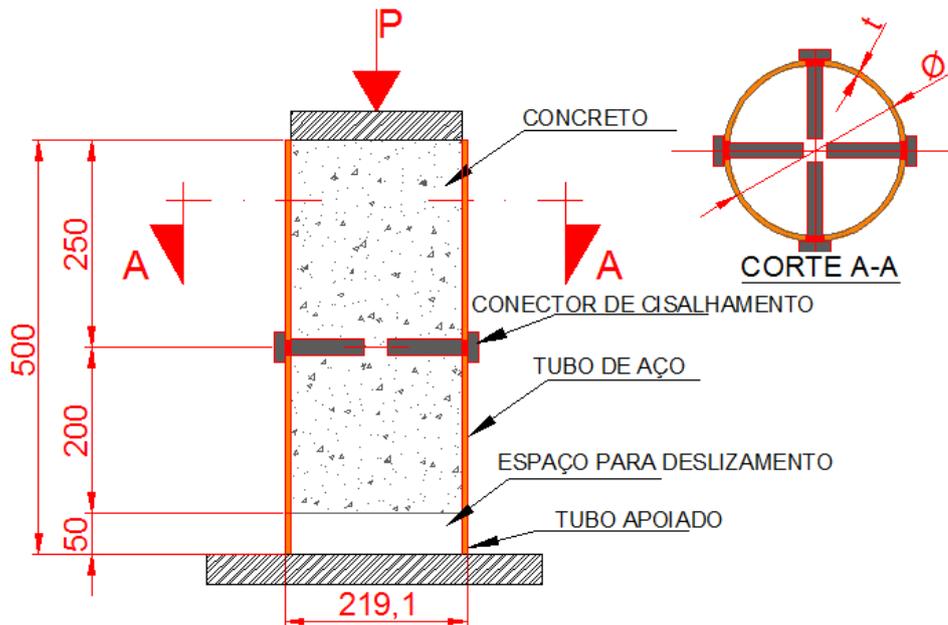


Figura 3.3 - Representação dos protótipos de Neto (2016)

### 3.3.1 Fabricação e Montagem dos Protótipos

Os perfis tubulares das séries E, F, G e H foram fabricados pela VALLOUREC, especificação VMB 350, com dimensões nominais de 219,64 mm e 6,4 mm para o diâmetro ( $D$ ) e espessura ( $t$ ), respectivamente. As propriedades mecânicas dos tubos estão apresentadas na Tabela 3-4. Todos os procedimentos necessários para o corte, furação, soldagem e pintura foram realizados pela Pórtico Construções Metálicas.

Os perfis tubulares das séries I, J, K, L e M foram fabricados pela VALLOUREC, especificação VMB 350, com dimensões nominais fixas: 219,64 mm para o diâmetro ( $D$ ); 8,2 mm e 9,5 mm para a espessura ( $t$ ), respectivamente. As propriedades mecânicas dos tubos estão apresentadas na Tabela 3-4.

Os conectores de cisalhamento das séries E, F, G e H são parafusos de alta resistência mecânica de especificação ASTM A325, fabricados pela CISER. Esses parafusos possuem 19,05 mm ( $3/4''$ ) e 95,25 mm ( $3\ 3/4''$ ) de diâmetro ( $\varnothing_b$ ) e comprimento nominal ( $l_b$ ), respectivamente. As propriedades mecânicas dos conectores estão apresentadas na Tabela 3-4.

Os conectores de cisalhamento das séries I, J, K, L e M são parafusos de alta resistência mecânica de especificação SAE J429, fabricados pela *CISER*. Estes parafusos possuem dimensões nominais, cujo diâmetros ( $\varnothing_b$ ) foram de 15,87 mm (5/8") e 19,05 mm (3/4") e comprimentos ( $l_b$ ) foram de 50,80 mm (2") e 101,60 mm (4"), respectivamente.

Os valores de  $f_y$  e  $f_u$  do aço dos tubos são provenientes de ensaios de caracterização dos materiais. Para os parafusos, somente a resistência  $f_{ub}$  foi proveniente de ensaios de caracterização, sendo o valor de  $f_y$  obtido por interpolação linear a partir do valor de  $f_{ub}$ , conforme a Tabela 5 da norma ASTM A325-10<sup>e1</sup>. A calibração numérica das séries E e F, analisadas neste trabalho, fez uso das propriedades mecânicas dos materiais apresentadas na Tabela 3-4.

Tabela 3-4 – Propriedades mecânicas reais médias dos tubos de aço e parafusos

<i>Material</i>	<i>Séries</i>	<i>Densidade</i>	<i>Módulo de Elasticidade</i>	<i>Coefficiente de Poisson</i>	$f_y$	$f_u$
-	-	[g/cm <sup>3</sup> ]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]
Tubos de aço	Todas	7,85	200.000	0,3	415,00	569,50
Parafusos	E, F, G e H	7,85	200.000	0,3	723,51	940,00

O concreto utilizado nos protótipos das séries E, F, G e H foi proveniente da Empresa Lafarge Concreto S.A - Belo Horizonte - MG. O processo de concretagem foi realizado no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES). O concreto convencional das séries G e H de Cardoso (2014) foi encomendado com *slump* de  $180 \pm 20$  mm. O concreto autotransmissível foi encomendado com um *slump flow*, classe SF2. Conforme a norma ABNT NBR 15823-1:2010, a classe SF2 apresenta um espalhamento do concreto entre 660-750 mm.

Durante o processo de concretagem das séries E, F, G, e H, foi deixado um gabarito de madeira (Figura 3.4b) com a finalidade de garantir a cota de arrasamento de 50 mm nos PMPCs. Essa folga permite que o tubo de aço e o núcleo de concreto deslizem, um em relação ao outro, com maior liberdade, priorizando-se o acionamento dos conectores. Ressalta-se que não foram utilizadas armaduras horizontais e transversais nos protótipos.



(a)

(b)

Figura 3.4 - Concretagem dos PMPCs utilizados nos ensaios de cisalhamento direto (Cardoso, 2014): (a) moldagem dos corpos de prova para caracterização; (b) gabarito de madeira para garantir a cota de arrasamento

Na Tabela 3-5 estão apresentados os valores de resistência média à compressão do concreto ( $f_{cm}$ ) obtidos nos ensaios experimentais. Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados em datas diferentes. Dessa forma, os valores das resistências características do concreto foram obtidos por interpolações lineares. As interpolações foram ajustadas para as datas da realização dos ensaios experimentais dos PMPCs. Na Tabela 3-6 estão descritos os resultados obtidos por interpolações lineares.

Tabela 3-5 – Propriedades mecânicas do concreto das séries E, F, G e H

<i>Séries</i>	<i>Tipo de Concreto</i>	<i>Indicador</i>	<i>Data</i>	$f_{cm}$
-	-	-	-	[MPa]
E-F	Autoadensável	Início	14/07/2015	39,90
		Fim	11/08/2015	42,20
G-H	Convencional	Início	21/08/2013	36,30
		Fim	22/05/2014	44,00

Tabela 3-6 - Resistência média à compressão do concreto para as séries E, F, G e H

<i>Séries</i>	<i>Protótipos</i>	<i>Data do Ensaio</i>	$f_{cm}$	$f_{cm}$
-	-	-	[MPa]	[MPa]
E	HM1	07/08/2015	41,87	42,08
	HM2	12/08/2015	42,28	
F	HM3	04/08/2015	41,63	41,87
	HM4	10/08/2015	42,12	
G	G1	19/09/2013	37,11	37,20
	G2	25/09/2013	37,28	
H	H1	10/09/2013	36,86	36,60
	H2	22/08/2013	36,33	

O concreto utilizado nos protótipos das séries I, J, K, L e M foi proveniente da Empresa Lafarge Concreto S.A – Ouro Preto - MG. Ribeiro Neto (2016) não apresentou informações quanto ao *slump* e traço do concreto utilizado. A Tabela 3-7 apresenta as propriedades mecânicas dessas séries.

Tabela 3-7 - Resistência média à compressão do concreto utilizado por Ribeiro Neto (2016)

Séries	Tipo de Concreto	$f_{cm}$
-	-	[MPa]
K	Convencional	19,70
I, J, L e M		28,70

### 3.3.2 Instrumentação e Preparação dos Ensaios das séries E, F, G e H

A Figura 3.5 apresenta o desenho esquemático básico para realização de ensaios de cisalhamento em pilares mistos

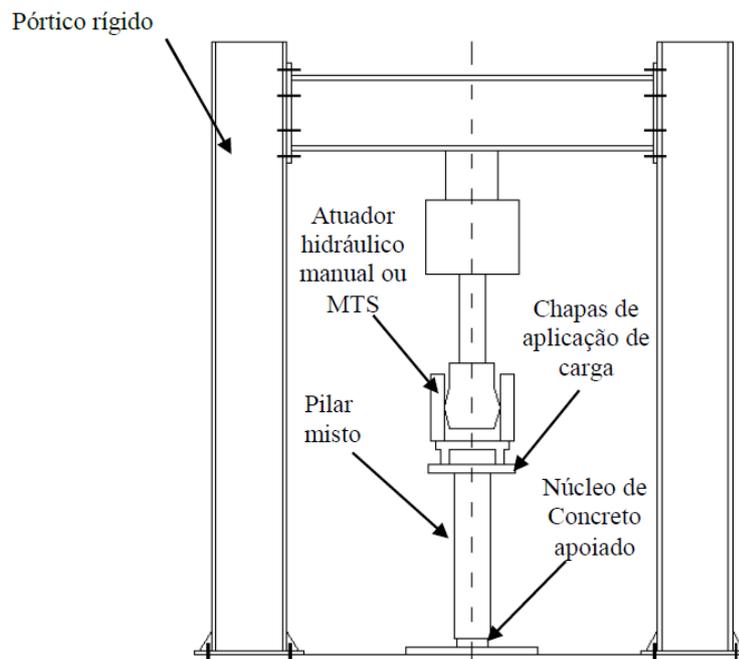


Figura 3.5 - Desenho esquemático para realização dos ensaios de cisalhamento direto em PMPC (Cardoso, 2014)

O PMPC é submetido a um carregamento centrado em seu topo. Este carregamento pode ser realizado por um atuador hidráulico manual ou hidráulico MTS–automático, ambos suportados por um pórtico rígido. Neste trabalho, nas séries E, F, G e H, utilizou-se o atuador hidráulico MTS com capacidade de carga de 1500 kN.

A leitura dos deslizamentos relativos entre o tubo de aço e o núcleo de concreto foi realizada por meio de transdutores de deslocamentos (DTs) verticais. Observa-se na Figura 3.6, que os DTs foram apoiados na altura de centro dos conectores por uma base magnética e foram nivelados verticalmente até a chapa fixada no topo do núcleo de concreto. A utilização dos DTs fixados lateralmente facilita a leitura do deslizamento relativo entre o tubo de aço e núcleo de concreto, eliminando possíveis interferências devido às imperfeições (Caldas *et al.*, 2014) e (Cardoso *et al.*, 2016).

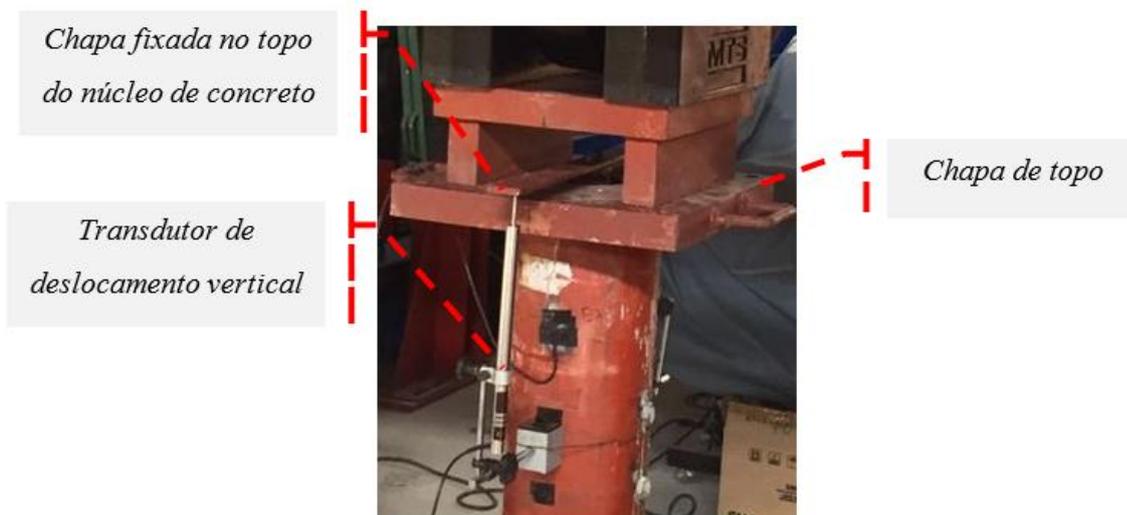


Figura 3.6 - Esquema de instalação dos transdutores de deslocamento vertical em PMPC (Cardoso, 2014)



Figura 3.7 - Sistema de aquisição de dados do ensaio de cisalhamento direto (Cardoso, 2014)

O sistema de aquisição de dados é composto por um *hardware*, ver Figura 3.7, conectado a um computador que, por sua vez, tem instalado o programa Catman 4.5 Professional Release 4. Este programa é responsável pela captação e tratamento dos dados obtidos.

### 3.3.3 Execução do Ensaio

Na realização dos ensaios experimentais, o carregamento foi aplicado gradualmente pelo atuador na chapa de topo sobre a superfície superior do tubo de aço, ver Figura 3.5 e Figura 3.6. A aplicação do carregamento na chapa de topo garante que a carga aplicada seja distribuída de maneira uniforme no topo do tubo de aço. Os demais procedimentos para a realização dos estudos experimentais seguiram as especificações apresentadas no item 2.5.

## 3.4 Resultados Experimentais

Esta seção apresenta de forma sucinta os resultados experimentais das séries E-F, prioridades deste trabalho. As demais séries já foram analisadas por Cardoso (2014) e Ribeiro Neto (2016).

Os resultados experimentais serão analisados pelo comportamento das curvas força *versus* deslizamento relativo. Nos itens a seguir, estão apresentadas as convenções adotadas:

- $P_{máx}$  - Força máxima: neste trabalho, definida como a força máxima obtida nas curvas;
- $P_{máx,con}$  - Força máxima por conector;
- $P_{Rk}$  - Força característica: definida na norma EN 1994-1-1:2004 como 90% de  $P_{máx}$ ;
- $k_{sc}$  - Rigidez secante medida a 70% de  $P_{Rk}$ : foi definida como  $k_{sc} = 0,7P_{Rk}/\delta_{i(0,7)}$ , onde  $\delta_{i(0,7)}$  é o deslizamento relativo para  $0,7P_{Rk}$ .

### 3.4.1 Análise dos Resultados da Série E

Os resultados gerados nos ensaios de cisalhamento da Série E estão apresentados na Figura 3.8. Percebe-se que as curvas HM1 e HM2 apresentaram um comportamento bem similar no início do carregamento, até alcançar um deslizamento relativo próximo aos 12 mm. Neste momento, o modelo HM2 alcançou sua força máxima ( $P_{máx}$ ). O modelo HM1, por sua vez, alcançou sua força máxima ( $P_{máx}$ ) para um deslizamento relativo próximo de 26 mm. Ambos os ensaios experimentais foram finalizados para um deslizamento relativo próximo aos 34 mm.

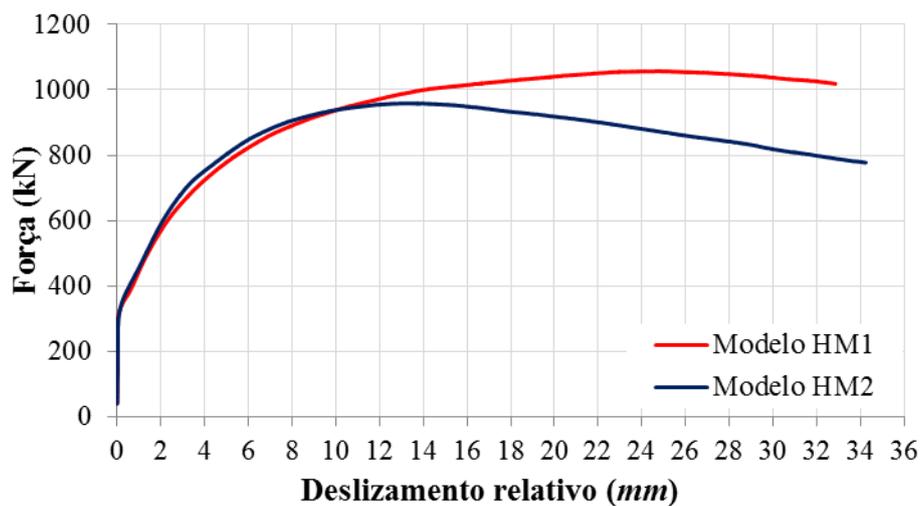


Figura 3.8 - Força versus deslizamento relativo dos modelos experimentais da série E

A Tabela 3-8 apresenta a força máxima ( $P_{máx}$ ), a força máxima por conector ( $P_{máx,con}$ ), a força característica ( $P_{Rk}$ ) e a rigidez secante dos modelos ( $k_{sc}$ ). Avaliando os resultados, verifica-se que os conectores apresentaram  $k_{sc}$  menor que 200 kN/mm e, dessa forma, podem ser classificados como flexíveis.

Tabela 3-8 - Valores de força e rigidez alcançados nos modelos experimentais da série E

<b>Modelo</b>	<b><math>P_{máx}</math></b>	<b><math>P_{máx,con}</math></b>	<b><math>P_{Rk}</math></b>	<b><math>k_{sc}</math></b>
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/mm]
HM1	1.057,34	264,33	237,90	53,28
HM2	958,72	239,68	215,71	70,93
<b>Média</b>	1.008,03	252,01	226,80	62,10

A Figura 3.9 apresenta a configuração dos conectores e núcleo de concreto após o ensaio. Verifica-se que os protótipos iniciaram a perda de rigidez devido ao processo de fissuração no núcleo de concreto, ocasionado pela solicitação dos conectores. À medida que os conectores foram acionados, o concreto situado abaixo dos parafusos foi submetido à elevadas tensões de compressão, resultando em um esmagamento local do concreto. Dessa forma, a configuração do sistema conector-concreto, gradualmente, foi se ajustando para o equilíbrio do sistema de transferência de forças. Com a intensificação do carregamento, observa-se que houve propagação das fissuras no interior no núcleo de concreto e os parafusos apresentaram deformação plástica no fuste.

Também se observa na Figura 3.9 que as fissuras se propagaram mais na região em torno do parafuso situado no nível superior. Sugere-se que esse fenômeno ocorreu pelo fato do conector instalado no nível superior ter sido capaz de resistir o concreto do núcleo na região acima do conector inferior, contendo a separação do concreto no nível inferior dos parafusos.



Figura 3.9 - Configuração do PMPC da série E após o ensaio experimental

A Figura 3.10 apresenta a configuração deformada do aço do tubo com a cabeça do conector. Nota-se que houve rotação excessiva na cabeça dos conectores e esmagamento local do perfil de aço na região dos furos.



Figura 3.10 - Tubo de aço e cabeça dos conectores da série E após o ensaio

### 3.4.2 Análise dos Resultados da Série F

A Figura 3.11 apresenta os resultados gerados nos ensaios de cisalhamento da Série F. Nota-se no gráfico que os modelos HM3 e HM4 apresentaram comportamentos similares. A curva do modelo HM3 apresentou uma rigidez inicial abaixo da rigidez do modelo HM4 até um deslizamento relativo próximo aos 6 mm. Em seguida, na comparação com o modelo HM3, o modelo HM4, para deslizamentos superiores aos 6 mm, apresentou capacidade resistente inferior até no final do ensaio.

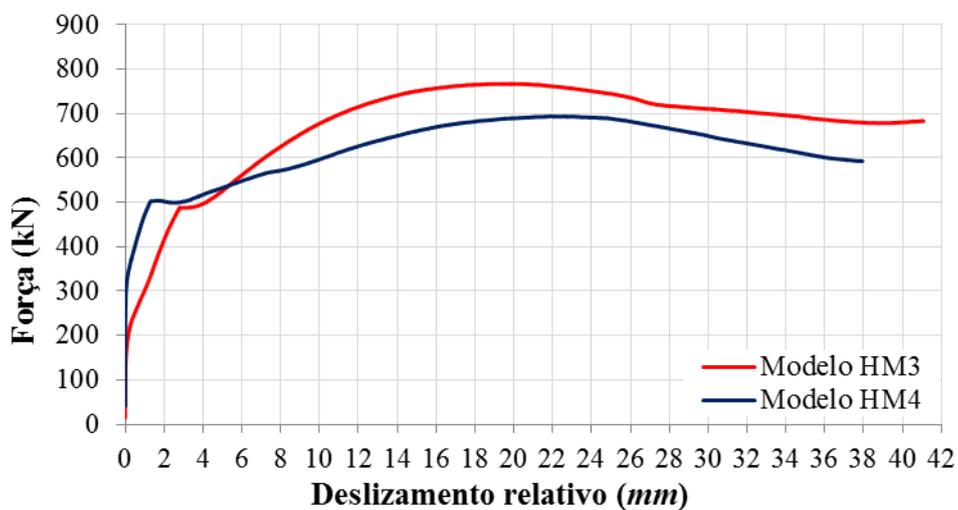


Figura 3.11 - Força versus deslizamento relativo dos modelos experimentais da série F

Verifica-se na Figura 3.11, que os conectores do modelo HM3, foram classificados como flexíveis, e os conectores do modelo HM4, como rígidos. A Tabela 3-9 apresenta a força máxima ( $P_{m\acute{a}x}$ ), a força máxima por conector ( $P_{m\acute{a}x,con}$ ), a força característica ( $P_{Rk}$ ) e a rigidez secante dos modelos ( $k_{sc}$ ).

Tabela 3-9 - Valores de força e rigidez alcançados nos modelos experimentais da série F

<b>Modelo</b>	<b><math>P_{m\acute{a}x}</math></b>	<b><math>P_{m\acute{a}x,con}</math></b>	<b><math>P_{Rk}</math></b>	<b><math>k_{sc}</math></b>
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/mm]
HM3	767,27	191,82	172,64	44,04
HM4	694,00	173,50	156,15	147,88
<b>Média</b>	730,63	182,66	164,39	95,96

A Figura 3.12 apresenta a configuração dos conectores e núcleo de concreto após o ensaio. Foi observado que, à medida que houve elevação da força aplicada, os conectores de cisalhamento foram acionados de modo a começarem a girar, levando o núcleo de concreto à ruptura por tração (essa falha se deu na seção transversal onde os parafusos estavam instalados). Outro fenômeno observado foi o esmagamento local do tubo de aço na região de contato com o parafuso.



Figura 3.12 - Configuração do PMPC da série F após o ensaio experimental

### 3.4.3 Comparação entre as séries E e F

Com exceção da variação de 0,49% na resistência média à compressão do concreto ( $f_{cm}$ ), as séries E e F, por sua vez, são similares nas propriedades mecânicas dos materiais. A Tabela 3-10 apresenta a comparação entre os resultados numéricos e experimentais obtidos.

Tabela 3-10 - Comparação entre os valores de força dos modelos numéricos das séries E e F

<i>Série</i>	$P_{máx}$	$P_{máx,con}$	$P_{Rk}$
-	[kN]	[kN]	[kN]
E – 2N	1.008,03	252,01	226,80
F – 1N	730,63	182,66	164,39
<b>Variação (%)</b>	37,96		

Considerando desprezível a pequena variação da resistência média à compressão do concreto ( $f_{cm}$ ) e observando a Tabela 3-10, constata-se que a disposição dos níveis e formatos de instalação dos conectores em PMPCs podem influenciar na capacidade resistente dos pilares.

Nota-se na Tabela 3-10 que os protótipos da série E, onde os conectores estavam instalados em dois níveis, apresentaram uma elevação na força máxima na ordem de 37,96% em face aos protótipos da série F. Por essa comparação, fica evidenciado a necessidade de estudos experimentais direcionados ao comportamento de PMPCs com conectores de cisalhamento instalados em vários níveis e formatos, a fim de se obter resultados mais conclusivos sobre o ganho de resistência promovido pelo acionamento de conectores.

Sugere-se que um dos fatores determinantes na elevação da resistência do protótipo da série E em relação à série F, seja devido ao efeito do confinamento local do concreto gerado ao nível do conector. No protótipo da série E tem-se uma maior razão entre a área da seção transversal de concreto  $A_c$  e a área solicitada pelo fuste do parafuso  $A_l$ , em uma mesma seção, o que leva a um confinamento maior (ver Equação 7.1). Esta observação é tratada no capítulo 7, quando se analisa a tensão no concreto próximo aos conectores.

# 4

## DESENVOLVIMENTO DO MODELO NUMÉRICO

### 4.1 Generalidades

Nesta seção é abordado o processo de modelagem numérica pelo método dos elementos finitos através do programa ABAQUS - versão 6.14. São analisados e discutidos os parâmetros envolvidos nas análises numéricas com o objetivo de se alcançar uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais. Também são discutidas as definições de malha, condições de contorno, relações constitutivas dos materiais e o contato entre as superfícies.

## 4.2 Visão Geral dos Modelos

O ABAQUS possui uma extensa biblioteca de modelagem computacional nas áreas de engenharia, o que permitiu ao longo das modelagens numéricas uma gama de opções para a construção dos modelos de PMPCs. A Figura 4.1 apresenta a configuração final dos modelos numéricos das séries E e F, respectivamente.

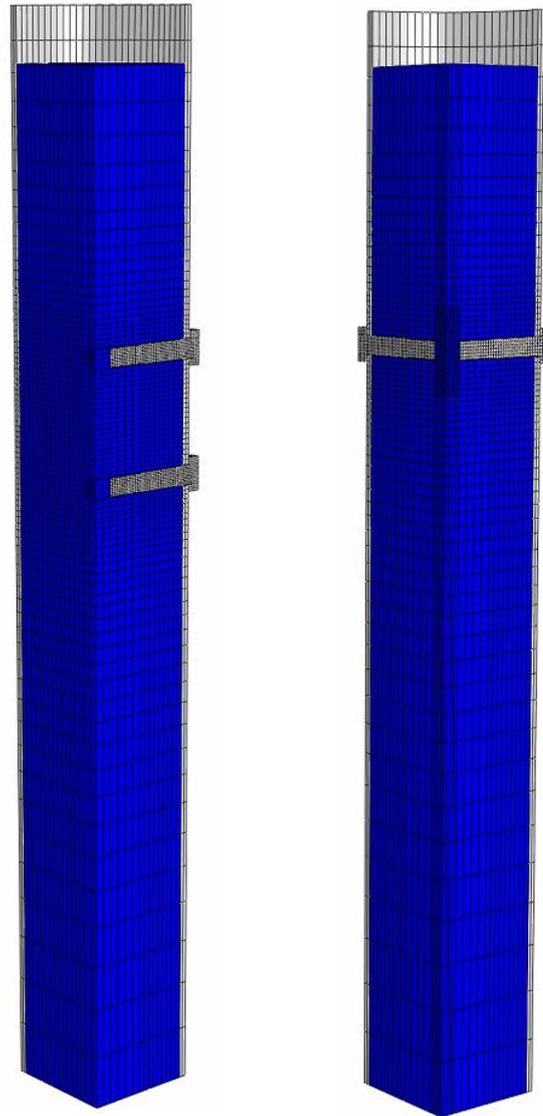


Figura 4.1 - Modelos numéricos: (a) série E; (b) série F

Os parâmetros utilizados para a modelagem numérica foram inicialmente baseados na pesquisa de Cardoso (2014) e Aguiar (2015). Com o desenvolvimento do estudo numérico, foram feitas investigações sobre quais parâmetros seriam adotados para a obtenção de um modelo numérico representativo dos protótipos experimentais deste trabalho.

Conforme observa-se na Figura 4.1, considerando a dupla simetria dos modelos, foi necessário simular somente um quarto da seção transversal, diminuindo o tempo de processamento dos modelos numéricos.

### 4.3 Malha de Elementos Finitos

A discretização da malha de elementos finitos deu-se a partir dos estudos numéricos desenvolvidos por Cardoso (2014). Durante o processo de modelagem, verificou-se que poderia ser realizado alguns ajustes no tamanho dos elementos finitos e nas ferramentas de controle da malha. Estes ajustes foram realizados com o intuito de uniformizar e melhorar a malha de elementos finitos para ambas as séries, E e F.

#### 4.3.1 Série E

O modelo numérico da série E foi construído com elementos de malha do tipo C3D8 (linear, hexaédrico e sólido). Este elemento está apresentado na Figura 4.2, possui 8 nós e três graus de liberdade por nó: translações nas direções principais X, Y e Z. A Figura 4.3 apresenta a configuração final da malha referente aos modelos da série E.

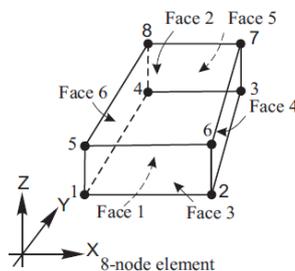


Figura 4.2 - Elemento de malha C3D8 (Starossek e Falah, 2008)

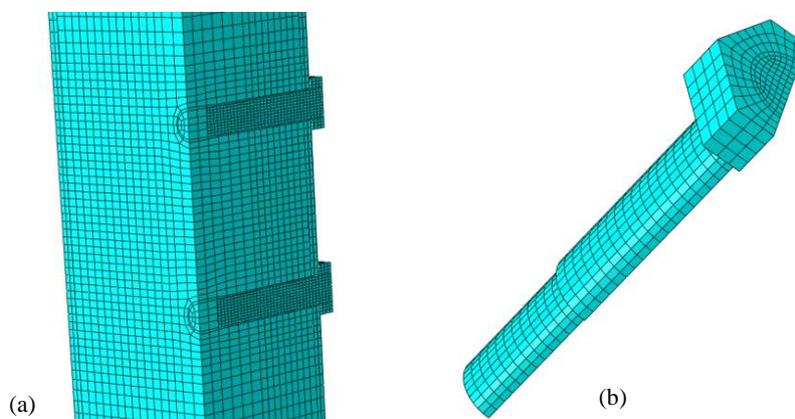


Figura 4.3 - Malha de elementos finitos da série E: (a) em torno dos conectores; (b) conector

Os elementos finitos utilizados nos parafusos tiveram os lados com tamanho máximo de  $3\text{ mm}$ , conforme apresentado na Figura 4.3b. A região em torno dos conectores, compostas pelo núcleo de concreto, foi modelada com elementos finitos com tamanho máximo de  $8\text{ mm}$ , distribuídos horizontalmente, e elementos finitos com tamanho máximo de  $5\text{ mm}$ , distribuídos verticalmente (Figura 4.3a). Na região acima dos conectores, foi utilizada uma variação vertical linear do tamanho dos elementos finitos, variando de  $5\text{ mm}$  a  $20\text{ mm}$ . Na região abaixo dos conectores, foi também aplicada uma variação vertical linear, porém, com elementos finitos variando de  $5\text{ mm}$  a  $50\text{ mm}$ . Tanto nas regiões acima, quanto abaixo dos conectores, o comprimento menor dos elementos finitos era de  $5\text{ mm}$  e, à medida que se afastavam dessa região, aumentavam de tamanho.

#### 4.3.2 Série F

Com exceção de uma pequena região (em cor bege) modelada com elementos C3D10, o modelo numérico da série F foi construído predominantemente com elementos de malha do tipo C3D8, conforme mostrado na Figura 4.4. A utilização do elemento C3D10 foi necessária devido à geometria do núcleo de concreto junto à extremidade dos parafusos. Na região em torno, acima e abaixo dos conectores, os tamanhos dos elementos finitos obedeceram às mesmas distribuições dos modelos numéricos da série E. A malha correspondente ao conector também é a mesma utilizada para o parafuso da série E, mostrada na Figura 4.4b.

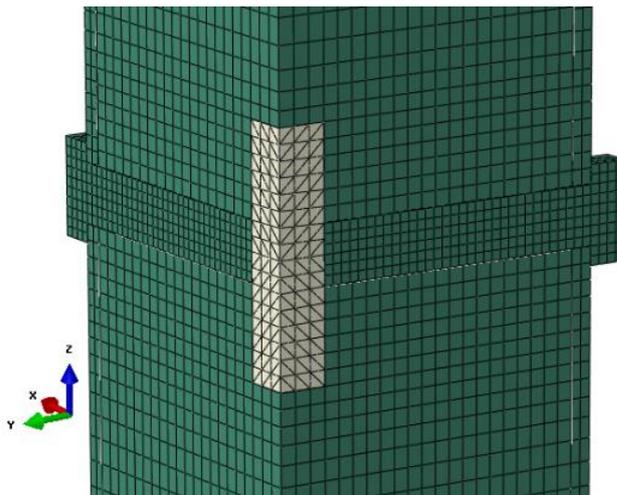


Figura 4.4 - Malha de elementos finitos da série F

#### 4.4 Condições de Contorno

Para compatibilizar os modelos numéricos aos protótipos, foram adotadas as seguintes condições: restrição aos deslocamentos verticais e rotação na base do concreto (Figura 4.5b), restrições ao deslocamentos horizontais e rotações no topo do tubo de aço (local de aplicação de carga pelo atuador – Figura 4.5a).



Figura 4.5 - Condições de contorno (Cardoso, 2014): (a) atuador; (b) base

A Figura 4.6 apresenta as restrições adicionais no modelo numérico devido a dupla simetria.

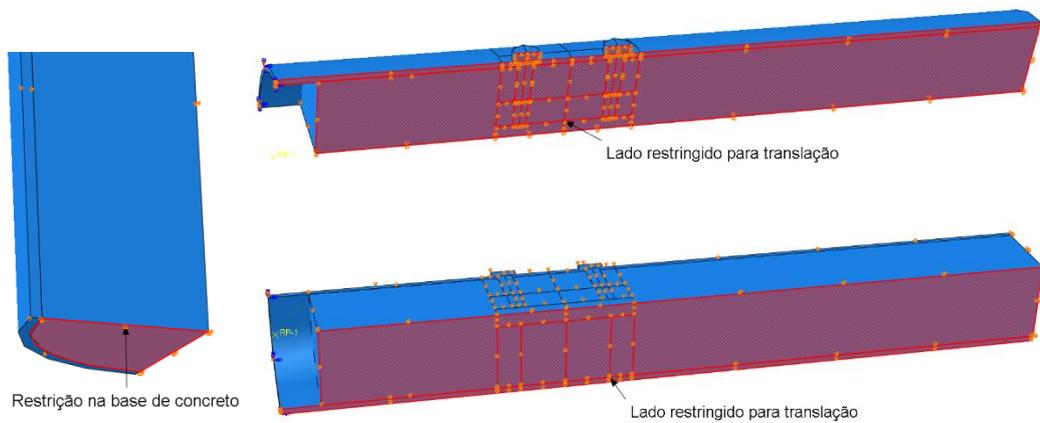


Figura 4.6 - Restrições aplicadas na modelagem numérica

## 4.5 Incrementos

A calibração do modelo numérico foi iniciada pela análise dos resultados da série F. Em uma etapa seguinte, foram testados e avaliados os parâmetros de calibração na série E. Em diversos casos, esses parâmetros foram reajustados para a validação das séries.

Para a análise não linear, foi utilizado no ABAQUS o método de análise *Dinamic Implicit*, com a opção quase-estática, o qual proporcionou uma convergência mais fácil e um menor tempo de processamento. Genikomsou e Polak (2015) destacam que a análise quase-estática é adequada para problemas não-lineares em que o fissuramento do concreto leva à redução da rigidez.

Observa-se na Figura 4.7 que a superfície do topo do tubo de aço foi acoplada a um nó de referência (*Reference Point*). Este acoplamento simula o movimento de corpo rígido pelo movimento aplicado ao *Reference Point*. Assim, ao se aplicar incrementos de deslocamentos ao *Reference Point*, a superfície do topo do tubo de aço acompanha seu deslocamento. Este artifício simulou a aplicação de sucessivos deslocamentos por meio do atuador de carga.

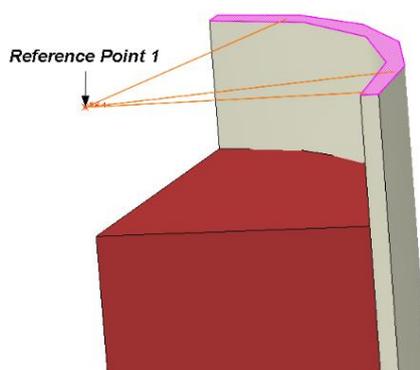


Figura 4.7 - Localização do *Reference Point* no modelo numérico das séries E, F, G e H

## 4.6 Investigações do Modelo Constitutivo do Concreto

Para representação do comportamento do concreto, optou-se em utilizar o modelo de dano com plasticidade: *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). Segundo a documentação do ABAQUS (SIMULIA, 2014), este modelo apresenta a vantagem de simular a degradação da rigidez elástica do concreto na compressão e na tração, além de simular o comportamento do material sob confinamento em um estado multiaxial de tensões.

Alguns dos parâmetros numéricos do CDP são: o ângulo de dilatância ( $\psi$ ); a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ); a razão entre o segundo invariante de tensão do meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão ( $K$ ); a viscosidade ( $\mu_{vis}$ ); e, por último, a excentricidade ( $\epsilon$ ). Para os parâmetros  $K$  e  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ , optou-se em utilizar os valores recomendados na documentação do ABAQUS (SIMULIA, 2014):  $\epsilon = 0,1$ ,  $K = 2/3$  e  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ . Os parâmetros  $\psi$  e  $\mu_{vis}$ , foram investigados por meio de análises de sensibilidade numérica, conforme os itens a seguir.

#### 4.6.1 Determinação do $\psi$

Kmiecik e Kaminski (2011) definem que o ângulo de dilatância ( $\psi$ ) é interpretado fisicamente como o ângulo de atrito interno do concreto. Malm (2009) ressalta que, baixos valores do ângulo de dilatância estão associados com comportamento frágil, enquanto que, altos valores do ângulo de dilatância estão associados a um comportamento mais dúctil. Trabalhos como os de Kmiecik e Kaminski (2011), Cardoso (2014), Aguiar (2015) e Genikomsou e Polak (2015), adotaram valores de  $\psi = 36^\circ$  ou  $\psi = 40^\circ$ . Neste trabalho realizou-se um estudo para verificar a influência do parâmetro  $\psi$  nas curvas força *versus* deslizamento. A Figura 4.8 apresenta os resultados numéricos obtidos a partir da variação do parâmetro  $\psi$ .

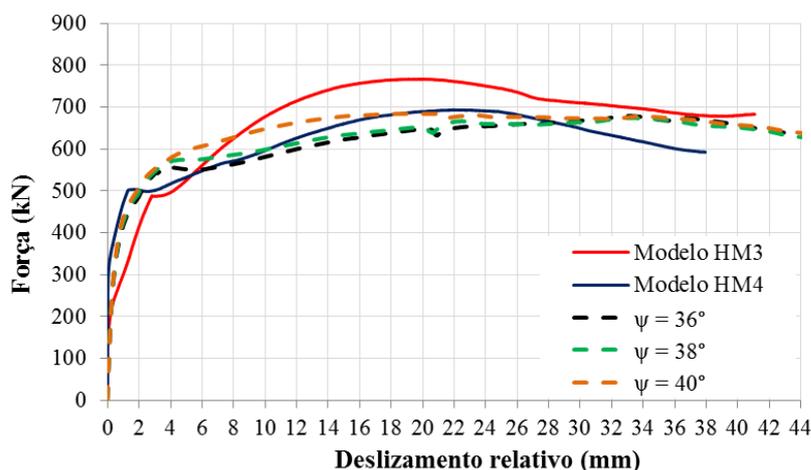


Figura 4.8 - Força *versus* deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação parâmetro  $\psi$

Observa-se na Figura 4.8, que todas as curvas numéricas apresentaram um comportamento bem similar até alcançarem um deslizamento relativo próximo aos 4 mm. Em seguida, para deslizamentos relativos entre 4 mm e 28 mm, a variação do parâmetro  $\psi$  forneceu pouca influência nas curvas.

Para o deslizamento relativo superior aos 32 mm, observa-se que todas curvas tornaram a apresentar o mesmo comportamento, até o final da análise numérica. O valor de  $\psi = 36^\circ$  foi o ângulo que, em termos de força máxima, apresentou boa aproximação de resultados nas séries E e F. Ao final, optou-se em utilizar  $\psi = 36^\circ$  nas simulações numéricas.

#### 4.6.2 Determinação do $\mu_{vis}$

De acordo Aguiar (2015), o parâmetro de viscosidade ( $\mu_{vis}$ ) tem como principal função contornar as dificuldades de convergência típicas de modelos com degradação da rigidez. A documentação do ABAQUS (SIMULIA, 2014) especifica um valor *default* igual a zero para este parâmetro. Neste trabalho realizou-se um estudo para determinar o valor de  $\mu_{vis}$  que resultasse em uma boa convergência. A Figura 4.9 apresenta os resultados numéricos obtidos a partir da variação do parâmetro  $\mu_{vis}$ .

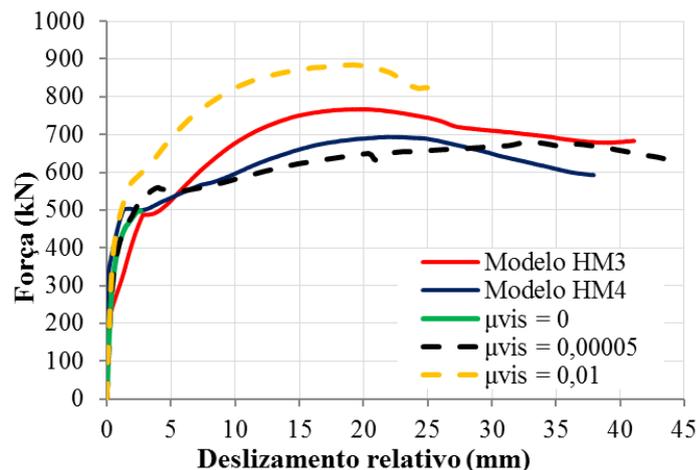


Figura 4.9 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação parâmetro  $\mu_{vis}$

Na Figura 4.9, observa-se que o valor *default* não possibilitou boa convergência dos resultados numéricos. Em relação a curva  $\mu_{vis} = 0,01$ , verifica-se que os resultados numéricos foram bem elevados em relação aos resultados das curvas experimentais. Por último, o valor de  $\mu = 0,00005$  apresentou maior facilidade para convergir os resultados numéricos em relação aos resultados experimentais. Ao final, optou-se por utilizar  $\mu = 0,00005$  nas simulações numéricas realizadas neste trabalho.

### 4.6.3 Comportamento do Concreto submetido à Compressão

Na busca por uma relação constitutiva que seja capaz de representar o comportamento não-linear do concreto, foram analisadas três relações tensão de compressão *versus* deformação: a curva da norma EN 1992-1-1:2004; a curva da norma EN 1992-1-1:2004 seguida por um complemento proposto por Pavlovic *et al.* (2013); e, a curva da EN 1992-1-1:2004 seguida por um complemento proposto por Van Gysel e Taerwe (1996). Para alcançar este propósito, avaliou-se o comportamento das curvas força *versus* deslizamento relativo, obtidas numericamente em comparação com as curvas experimentais. A análise foi realizada em ambas séries, E e F.

A Figura 4.10 apresenta o diagrama sugerido pela norma europeia EN 1992-1-1:2004 para o concreto submetido à compressão uniaxial. Esse diagrama obedece a Equação 4.1.

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (4.1)$$

onde:  $\varepsilon_c$  é a deformação do concreto à compressão;  $\varepsilon_{c1}$  e  $\varepsilon_{cu1}$  são as deformações do concreto obtidas conforme a Tabela 3.1 da norma EN 1992-1-1:2004;  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto, o qual é definido pela tangente à curva da Figura 4.10, compreendido entre os valores  $0 \leq \sigma_c < 0,4f_{cm}$ ; e  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$  e  $k = 1,05E_{cm}(\varepsilon_{c1} / f_{cm})$ .

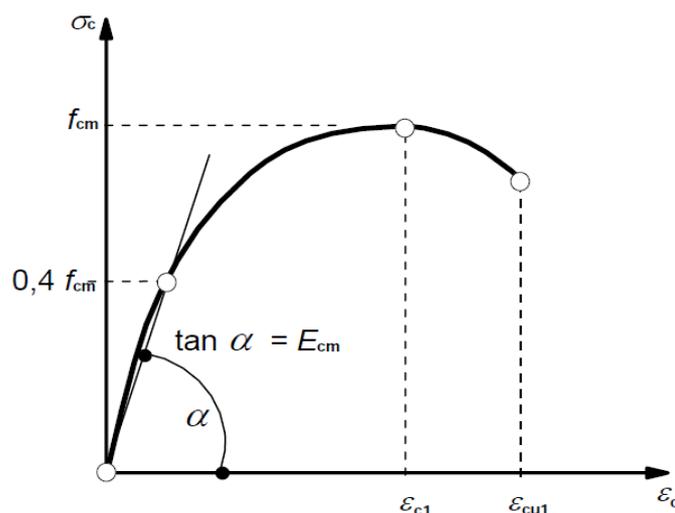


Figura 4.10 - Curva tensão versus deformação proposta pela norma europeia (EN 1992-1-1:2004)

Ao se analisar as relações apresentadas na Figura 4.11 e Figura 4.12, foi possível minimizar algumas dificuldades numéricas relacionadas ao comportamento do concreto em torno dos conectores. A curva da norma europeia, conforme pode-se observar na Figura 4.10, é limitada até o valor da resistência última do concreto  $f_{cu}$  (ponto D). Contudo, é comum que os PMPCs estejam submetidos a aplicações de força que provoquem elevadas deformações de compressão na região situada em torno dos conectores. Evidentemente, com o acionamento dos conectores, o concreto situado em torno dos parafusos supera a deformação correspondente ao  $f_{cu}$  e, conseqüentemente, tem-se o amolecimento do concreto, resultando em um concreto esmagado. Dessa forma, a curva da norma europeia não consegue prever esta diminuição da resistência, para níveis abaixo da tensão correspondente ao ponto D, ver Figura 4.10. Salienta-se que o programa ABAQUS mantém constante o último valor de tensão informado.

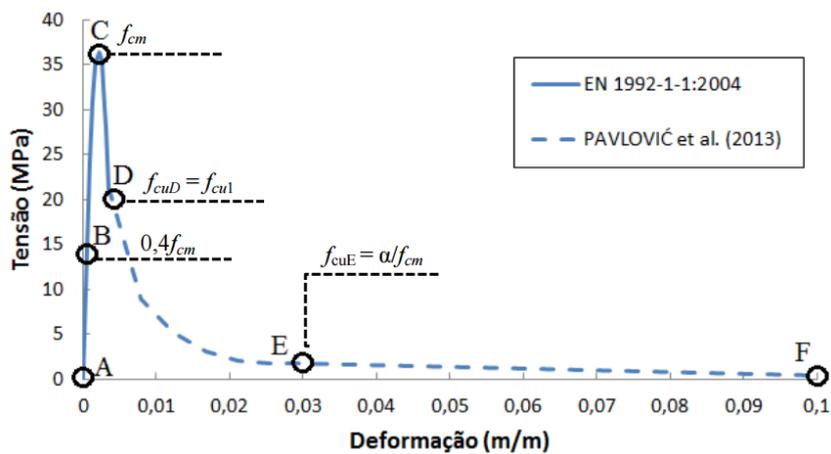


Figura 4.11 - Curva tensão versus deformação da norma EN 1992-1-1:2004 seguida pelo complemento proposto por Pavlovic *et al.* (2013)

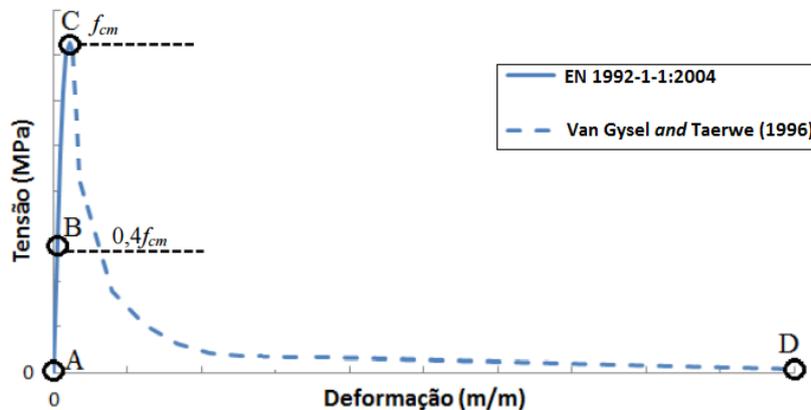


Figura 4.12 - Curva tensão versus deformação da norma EN 1992-1-1:2004 seguida pelo complemento proposto Van Gysel e Taerwe (1996)

As curvas idealizadas por Pavlovic *et al.* (2013) e Van Gysel e Taerwe (1996) são capazes de simular o comportamento do concreto submetido a elevadas tensões de compressão, superando as limitações da curva da norma europeia EN 1992 1-1:2004. A proposta de Pavlovic *et al.* (2013), conforme se observa na Figura 4.11, é uma curva contínua senoidal que se iniciou no ponto D da norma europeia e seguiu até o ponto F. Essa curva é governada pela Equação 4.2, apresentada a seguir:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[ \frac{1}{\beta} - \frac{\sin(\mu \alpha_{tD} \alpha_{tE} \pi / 2)}{\beta \sin(\alpha_{tE} \pi / 2)} \right], \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cuE} \\ \frac{f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})}{(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE})}, \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (4.2)$$

onde:  $\mu = (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD}) / (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD})$ ; as tensões no ponto D e E são definidas como  $f_{cuD} = f_{cu1} = \sigma_c(\varepsilon_{cu1})$  e  $f_{cuE} = \alpha f_{cm}$ , respectivamente; as deformações no ponto D, E e F são definidas como  $\varepsilon_{cuD} = \varepsilon_{cu1}$ ;  $\varepsilon_{cuE} = 0,03$ ;  $\varepsilon_{cuF} = 0,1$ , respectivamente; demais parâmetros são definidos como  $\alpha = 20$ ,  $\alpha_{tD} = 0,5$ ,  $\alpha_{tE} = 0,10$  e  $\beta = f_{cm} / f_{cu1}$ .

A proposta de Van Gysel e Taerwe (1996) é uma adaptação realizada na curva da norma europeia para deformações superiores à correspondente ao  $f_{cm}$ . A Figura 4.12 apresenta o gráfico correspondente à proposta Van Gysel e Taerwe (1996), que obedece a expressão abaixo.

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \frac{1}{1 + \left\{ \frac{\left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} - 1 \right)}{n_2} - 1 \right\}^2}, \text{ para } \sigma \geq f_{cm} \quad (4.3)$$

onde:  $n_2$  é um parâmetro de ajuste do concreto.

A curva de Van Gysel e Taerwe (1996) permite ser facilmente configurada pelo parâmetro  $n_2$  da Equação 4.3. Assim, após várias tentativas, o valor de  $n_2$  que melhor se ajustou para calibração do modelo foi de 3,05.

Na Figura 4.13 e Figura 4.14 apresentam-se os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos a partir da variação das relações constitutivas do concreto, para os modelos das séries E e F, respectivamente.

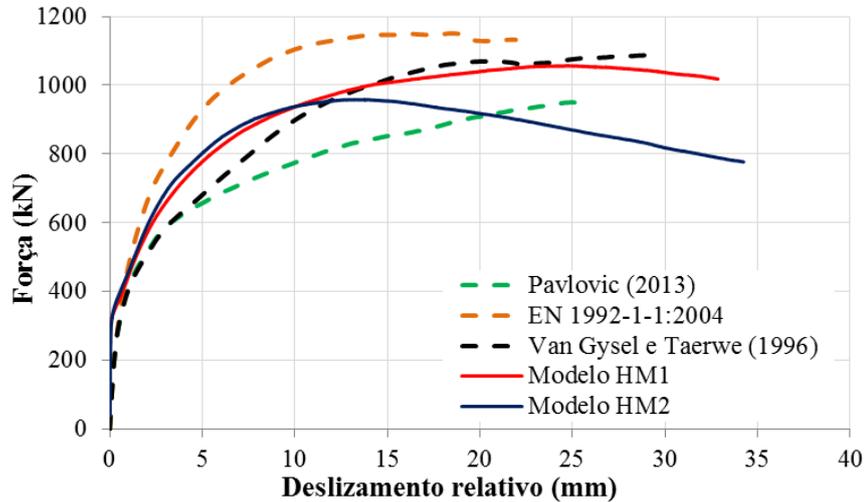


Figura 4.13 - Força *versus* deslizamento relativo dos protótipos da série E, e dos modelos numéricos obtidos a partir das relações constitutivas do concreto

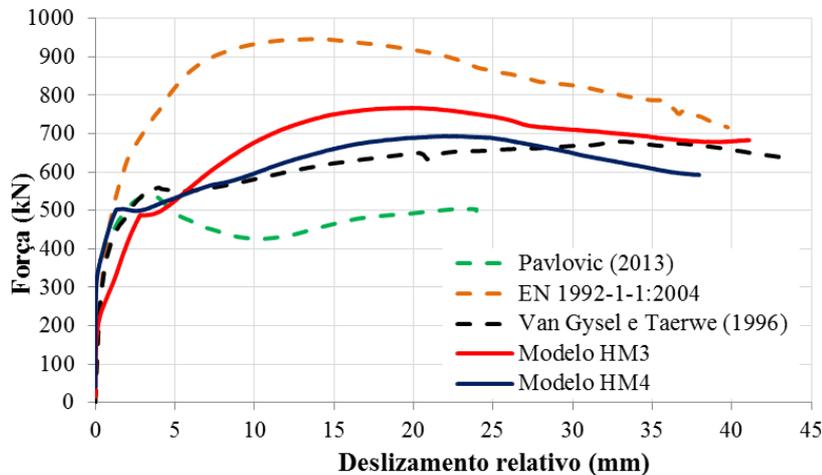


Figura 4.14 - Força *versus* deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos obtidos a partir das relações constitutivas do concreto

Analisando os resultados da Figura 4.13 e Figura 4.14, verifica-se que a curva da norma europeia apresentou valores de força superiores aos valores alcançados pelas curvas experimentais. Sugere-se que este comportamento seja devido ao fato da curva da norma europeia não prever a degradação da resistência e rigidez do concreto a partir do ponto D. Neste caso, a utilização da curva da norma europeia foi inviável para calibração numérica.

As curvas de Pavlovic *et al.* (2013) apresentaram valores de força abaixo dos resultados das curvas experimentais, ver Figura 4.13 e Figura 4.14. Esta queda, evidentemente, foi ocasionada pelo avanço expressivo da degradação da resistência e rigidez do concreto, resultando, ao final, em um dano exagerado no concreto e uma rigidez muito inferior ao que era previsto. Observa-se na Figura 4.13 e Figura 4.14 que os resultados numéricos de Van Gysel e Taerwe (1996) foram próximos dos resultados experimentais. A Tabela 4-1 apresenta os valores de força máxima e a razão entre os resultados numéricos e os experimentais.

Tabela 4-1 - Comparação dos valores de força máxima alcançados pelos modelos numéricos e experimentais

<i>Série</i>	<i>Comparações</i>	$P_{máx,num}$	$P_{máx,exp}$	<i>Razão</i>
-		[kN]	[kN]	-
E	Experimental-Numérico Pavlovic <i>et al.</i> (2013)	949,38	1.008,03	0,94
	Experimental-Numérico EN 1992:1:2004	1.152,25		1,14
	Experimental-Numérico Van Gysel e Taerwe (1996)	1.089,32		1,08
F	Experimental-Numérico Pavlovic <i>et al.</i> (2013)	540,97	730,63	0,74
	Experimental-Numérico EN 1992:1:2004	945,70		1,29
	Experimental-Numérico Van Gysel e Taerwe (1996)	679,74		0,93

Nota-se na Tabela 4-1, que os resultados numéricos das curvas de Pavlovic *et al.* (2013) e Van Gysel e Taerwe (1996) da série E, foram aproximados dos resultados experimentais. Em contrapartida, o valor de força máxima alcançado pela curva numérica da norma europeia foi superior aos demais valores de força máxima, obtidos numericamente na série E.

Para os modelos da série F, observa-se na Tabela 4-1 que os resultados numéricos das curvas de Pavlovic *et al.* (2013) e EN 1992:1:2004, quando comparado com os resultados experimentais, apresentaram considerável variação na aproximação dos resultados. Suas razões foram de 0,74 e 1,29, respectivamente. Em paralelo a isso, a força máxima alcançada pela curva de Van Gysel e Taerwe (1996) foi próxima do valor médio da força experimental.

Observa-se na Tabela 4-1 que a curva proposta por Van Gysel e Taerwe (1996) foi a que, dentre as curvas estudadas, mais se aproximou das curvas experimentais, em ambas as séries, E e F. Outro ponto a se destacar foi o comportamento do concreto observado durante as simulações. Verificou-se que o concreto apresentou boa similaridade com o concreto experimental degradado. Assim, considerou-se a proposta de Van Gysel e Taerwe (1996) a mais adequada para a calibração dos modelos.

#### 4.6.4 Comportamento do Concreto submetido à Tração

A Figura 4.15 apresenta o comportamento do concreto submetido à tração. Nota-se, que o comportamento do material é elástico linear até alcançar o valor da resistência à tração ( $f_{ctm}$ ). Após o concreto atingir esse pico, há uma queda acentuada da rigidez devido à formação de fissuras.

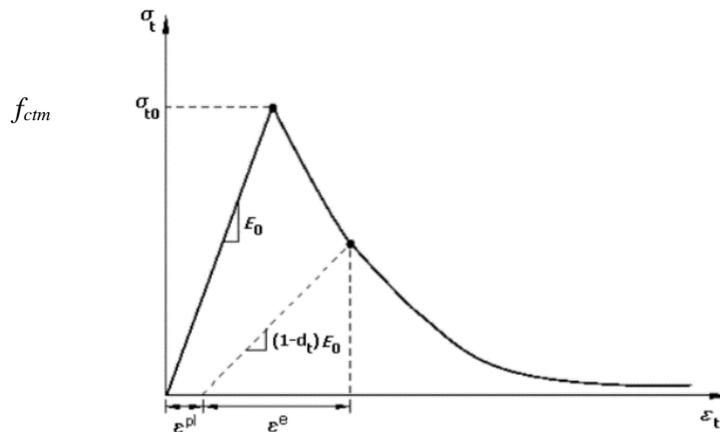


Figura 4.15 - Dano no concreto submetido a tração uniaxial (SIMULIA, 2014)

Segundo a documentação do ABAQUS (SIMULIA, 2014), o uso do gráfico da Figura 4.15, conduz à resultados mais sensíveis à malha e, por esse motivo, o ABAQUS disponibiliza critérios adicionais para definir o comportamento frágil do concreto após o valor da resistência à tração ( $f_{ctm}$ ). Um desses critérios é a utilização do diagrama tensão *versus* abertura de fissuras, que pode ser definido por várias opções diferentes: linear, bilinear, polinomial ou exponencial. Para o cálculo da resistência à tração ( $f_{ctm}$ ) do concreto, foi utilizada a equação apresentada na norma EN 1992-1-1:2004 (Equação 4.4 do presente trabalho). Essa equação é apropriada para concretos de resistência Classe C50 e C60.

$$f_{ctm} = 0,3f_{cm}^{2/3} \quad (4.4)$$

Kim (2010) avaliou várias curvas tensão *versus* abertura de fissuras na fase pós-pico. O autor comparou a curva de Bézier com outras curvas que aproximam o ramo descendente da curva do concreto à tração e confrontou seus resultados numéricos com os resultados experimentais. Ao final, o autor conclui que a função cúbica de Bézier foi a curva que apresentou melhor previsão para o comportamento do concreto à tração. Mediante as afirmações de Kim (2010), neste trabalho optou-se por utilizar função cúbica de Bézier, apresentada na Equação 4.5, que fornece os pares de coordenadas  $w/w_c$  e  $\sigma_t/f_{ctm}$ , ambos normalizados em função de  $t$ .

$$\left[ \frac{w}{w_c}(t), \frac{\sigma_t}{f_{ctm}}(t) \right] = (1-t)^3 P_0 + 3(1-t)^2 t P_1 + 3(1-t)^2 t P_2 + t^3 P_3 \quad (4.5)$$

As variáveis  $P_0$ ,  $P_1$ ,  $P_2$  e  $P_3$ , são parâmetros que servem para o ajuste das coordenadas das curvas Bézier. Para esse trabalho, foram considerados os valores sugeridos por Kim (2010), mostrados na Equação 4.6 e Figura 4.16.

$$\begin{Bmatrix} P_0 \\ P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 1 \\ 0,05 & 0,3 \\ 0,1 & 0,2 \\ 1 & 0 \end{pmatrix} \quad (4.6)$$

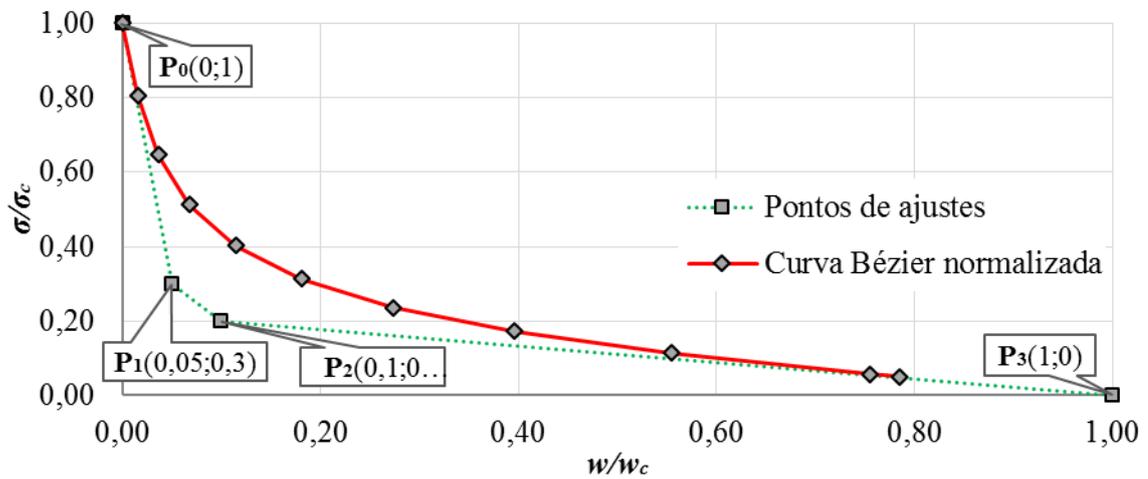


Figura 4.16 - Parâmetros utilizados por Kim (2010) para os ajustes das coordenadas das curvas

A Equação 4.5 correlaciona as variáveis  $P_0$ ,  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  com as variáveis:  $w/w_c(t)$  e  $\sigma_t/f_{ctm}$ . Assim, a construção do gráfico tensão *versus* abertura de fissuras da Figura 4.17 foi realizada a partir da Equação 4.7 e da Equação 4.8.

$$\sigma_t = \frac{\sigma_t}{f_{ctm}}(t) f_{ctm} \quad (4.7)$$

$$w = \frac{w}{w_c}(t) w_c \quad (4.8)$$

onde:  $f_{ctm}$  é o valor da resistência à tração do concreto e  $w_c$  é o valor da abertura de fissura fictícia considerado.

Neste trabalho, foram analisadas três aberturas fictícias de fissuras nos modelos das séries E e F. Essas curvas estão apresentadas na Figura 4.17.

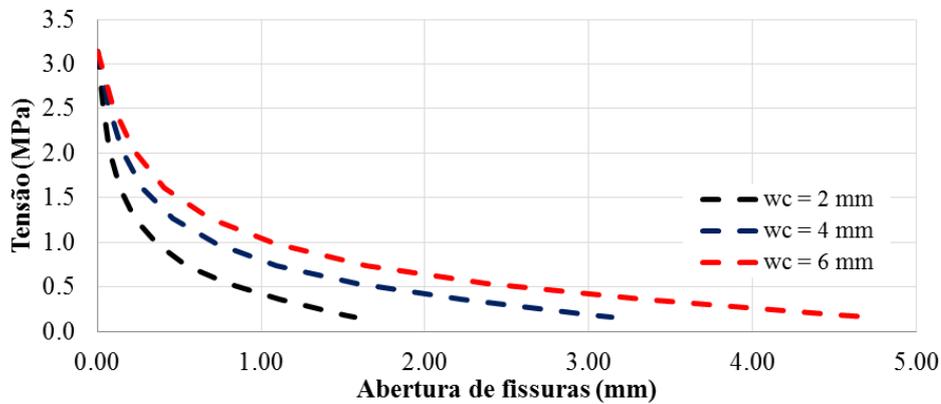


Figura 4.17 - Curvas tensão *versus* aberturas de fissuras avaliadas nos modelos numéricos das séries E-F

As curvas de tração, apresentadas na Figura 4.17, apresentam uma limitação da resistência à tração: uma parcela residual de 5% não foi incluída no ramo descendente das curvas. Esses 5% foram previstos para se evitar uma maior quantidade de iterações a cada passo em decorrência de uma variação desprezível de resultados. Essa metodologia permite uma redução no tempo de processamento das simulações numéricas. Na Figura 4.18 e Figura 4.19 apresentam-se os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos a partir da variação das fissuras fictícias para os modelos das séries E e F, respectivamente.

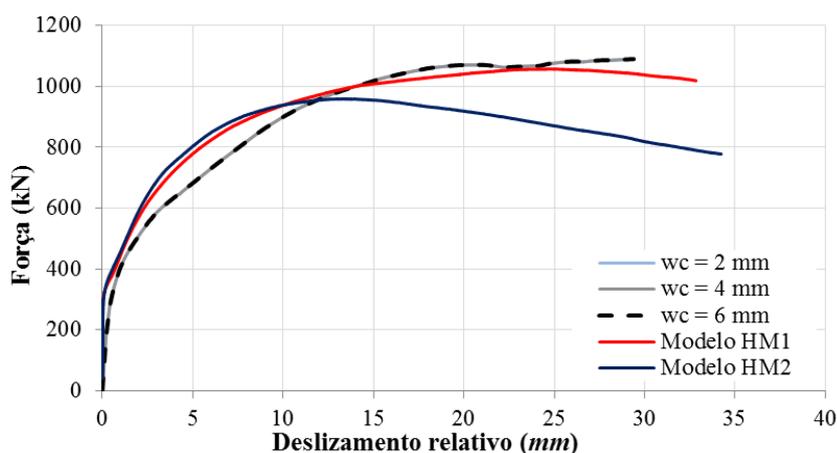


Figura 4.18 - Força *versus* deslocamento relativo dos protótipos da série E, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação das aberturas de fissuras fictícias

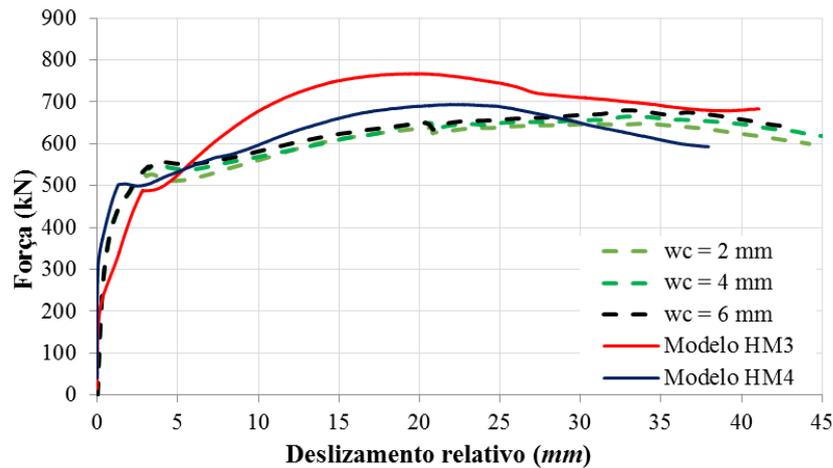


Figura 4.19 - Força *versus* deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação das aberturas de fissuras fictícias

Analisando a Figura 4.18, observa-se que a variação das aberturas de fissuras fictícias não apresentou influência nos resultados da série E, sendo, inclusive, impossível a visualização da curva  $w_c = 2$  mm, devido ao fato de todas as curvas estarem sobrepostas. Na Figura 4.19, observa-se que os resultados da série F foram ligeiramente influenciados pela variação das fissuras fictícias consideradas.

Observa-se na Figura 4.19 que as curvas da série F se apresentaram mais sensíveis à variação das aberturas de fissuras fictícias. Sugere-se que a variação de resultados entre as curvas das séries E e F seja devido aos formatos distintos de instalação dos conectores, de maneira que, na série E, a contenção fornecida pelos conectores em níveis diferentes deve ser preponderante ao efeito da tração no núcleo de concreto, o que não ocorre na série F, que fica mais dependente da resistência à tração do concreto.

Analisando o comportamento das curvas força *versus* deslizamento das séries E e F, verifica-se que a fissura fictícia  $w_c = 6$  mm proporcionou resultados numéricos mais próximos aos experimentais. Ao final, optou-se por  $w_c = 6$  mm nas simulações numéricas realizadas neste trabalho.

#### 4.6.5 Evolução do dano no concreto

O modelo de dano com plasticidade permite a inclusão das variáveis de dano no concreto. Essas variáveis são responsáveis pela evolução da degradação da rigidez do material. O dano gerado no concreto submetido à compressão inicia-se após o valor da resistência à compressão ( $\sigma_c$ ) e o dano gerado no concreto à tração inicia-se após o valor da resistência à tração ( $f_{ctm}$ ).

Segundo a documentação do ABAQUS (SIMULIA, 2014), a lei de evolução do dano no concreto submetido à compressão e à tração são governadas por duas variáveis,  $d_c$  (dano à compressão uniaxial) e  $d_t$  (dano à tração uniaxial), definidas pelas Equações 4.9 e 4.10.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad (4.9)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ct}} \quad (4.10)$$

As variáveis  $d_c$  e  $d_t$  estão relacionadas a deformação do concreto submetido à compressão e a tração, respectivamente. Através dos resultados obtidos pela Equação 4.9 e Equação 4.10, determinam-se os pontos das curvas da Figura 4.20 e Figura 4.21.

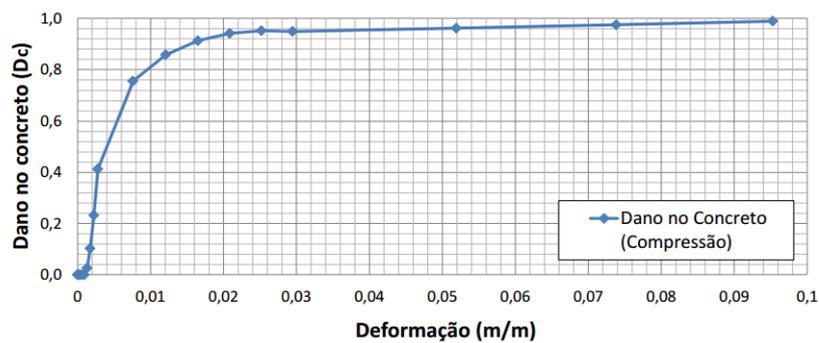


Figura 4.20 - Evolução do dano à compressão gerado no concreto para um dado  $f_c$  (Cardoso, 2014)

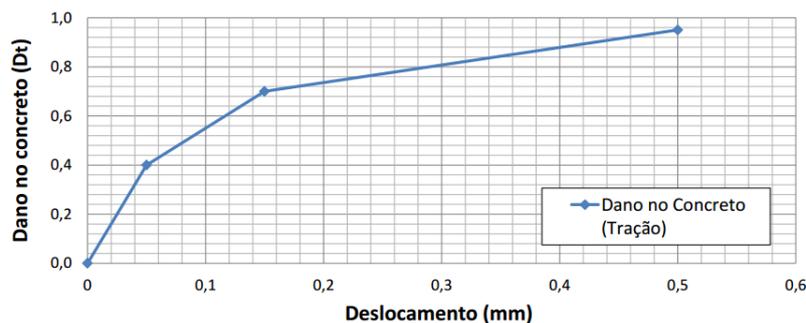


Figura 4.21 - Evolução do dano à tração gerado no concreto para um dado  $f_c$  (Cardoso, 2014)

Neste trabalho, foram realizados estudos preliminares da influência das variáveis de dano no concreto referente ao modelo da série F. Na Figura 4.22 apresentam-se os resultados obtidos.

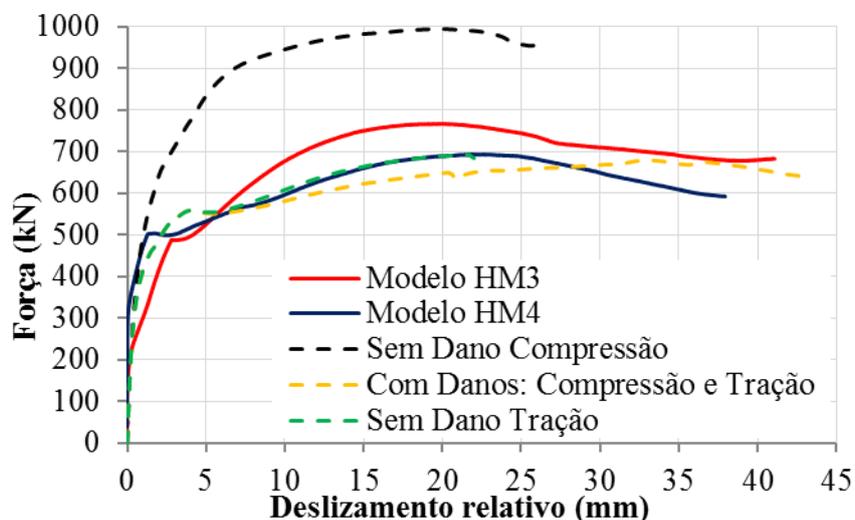


Figura 4.22 - Força *versus* deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos avaliados com a influência das variáveis do dano

Os resultados numéricos da série F demonstram que o efeito do dano no núcleo de concreto proporciona alteração significativa na capacidade resistente do PMPC. Nota-se na Figura 4.22 que, com a ausência do dano à compressão, o modelo numérico adquiriu resistência adicional, de modo que viesse alcançar valores elevados de força em relação às outras curvas.

Ao avaliar o modelo que não leva em conta os efeitos do dano à tração, a curva numérica foi similar à curva que considera os efeitos de ambos os danos à tração e compressão. Essa similaridade ocorreu nos estágios iniciais da curva, para um deslizamento relativo abaixo dos 6 mm. Após isso, as curvas afastam-se devido à perda de rigidez ocasionada no concreto durante a análise, ver Figura 4.22.

A curva numérica correspondente aos efeitos de dano à tração e compressão no concreto apresentou resultados próximos aos experimentais. Evidentemente, a curva que considera ambos os efeitos de dano à tração e compressão é a que melhor representa a degradação da rigidez do concreto à tração e compressão e, portanto, adotaram-se ambas as variáveis de dano neste trabalho.

## 4.7 Modelo Constitutivo do Aço

O comportamento do aço dos tubos e dos parafusos, foram baseados nas relações constitutivas utilizadas por Cardoso (2014) e Almeida (2012). Na Figura 4.23 e Figura 4.24, observa-se que o gráfico tensão *versus* deformação para os materiais (aço do tubo e parafusos) é caracterizado por um trecho elástico linear, um patamar de escoamento e um pico de encruamento.

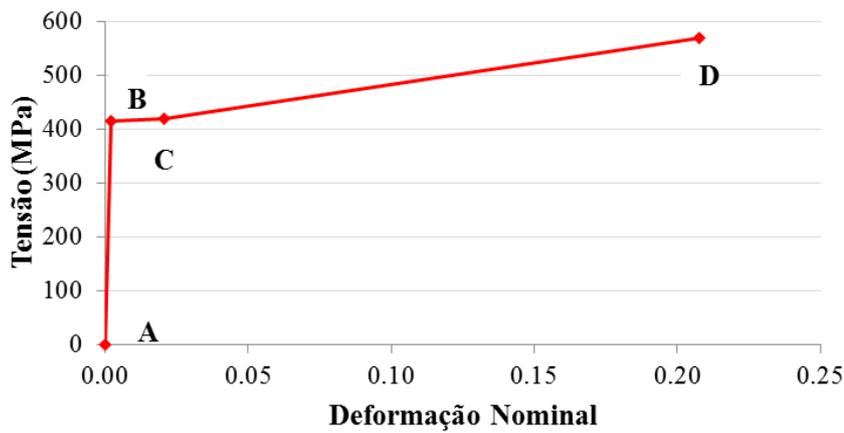


Figura 4.23 - Curva tensão versus deformação para o aço do tubo

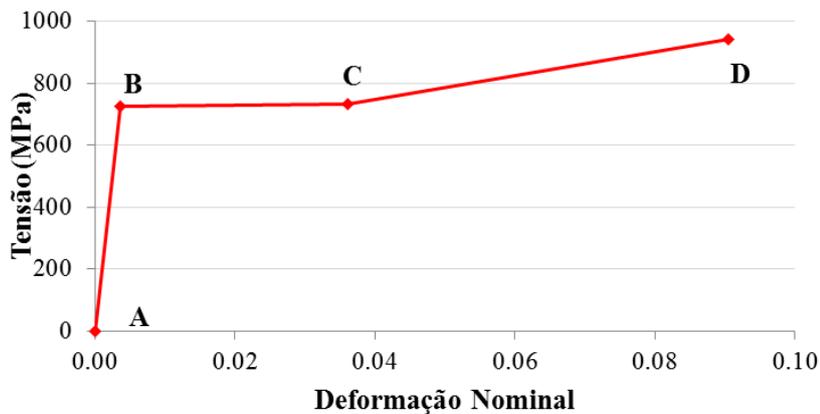


Figura 4.24 - Curva tensão versus deformação para o aço dos parafusos

Tabela 4-2 - Descrição das relações constitutivas utilizadas para o tubo de aço e parafusos

Ponto	Aço do tubo		Parafuso	
	$\sigma$	$\epsilon$	$\sigma$	$\epsilon$
-	-	-	-	-
A	0	0	0	0
B	$f_y$	$\epsilon_y$	$f_y$	$\epsilon_y$
C	$1,01f_y$	$10\epsilon_y$	$1,01f_y$	$10\epsilon_y$
D	$f_u$	$100\epsilon_y$	$f_u$	$25\epsilon_y$

## 4.8 Contato Entre as Partes

Em simulações numéricas, quando há uma parte (elemento) em contato com outra, é necessário que seja definido o tipo de interação entre suas superfícies. No ABAQUS, o módulo *Interactions* é responsável por definir essas interações de contato entre os elementos.

A busca pelas superfícies dos elementos nos modelos numéricos foi realizada de forma automática pelo algoritmo *Find Contact Pairs*. Em todos os pares de contato, adotou-se o método de discretização *surface-to-surface*, que permite que os pares de contato sejam ativados entre duas superfícies. Foram avaliados individualmente os pares de contato para definição da superfície *master* e a superfície *slave*. De acordo Starossek e Falah (2008a), a superfície *master* caracteriza-se pelo impedimento da penetração dos nós na superfície *slave*. Em todas as interações, na direção normal, ficou definido o contato do tipo *hard*, o qual admite o mínimo de penetração entre as superfícies dos elementos. A Figura 4.25 apresenta os principais pares de contato definidos no modelo numérico.

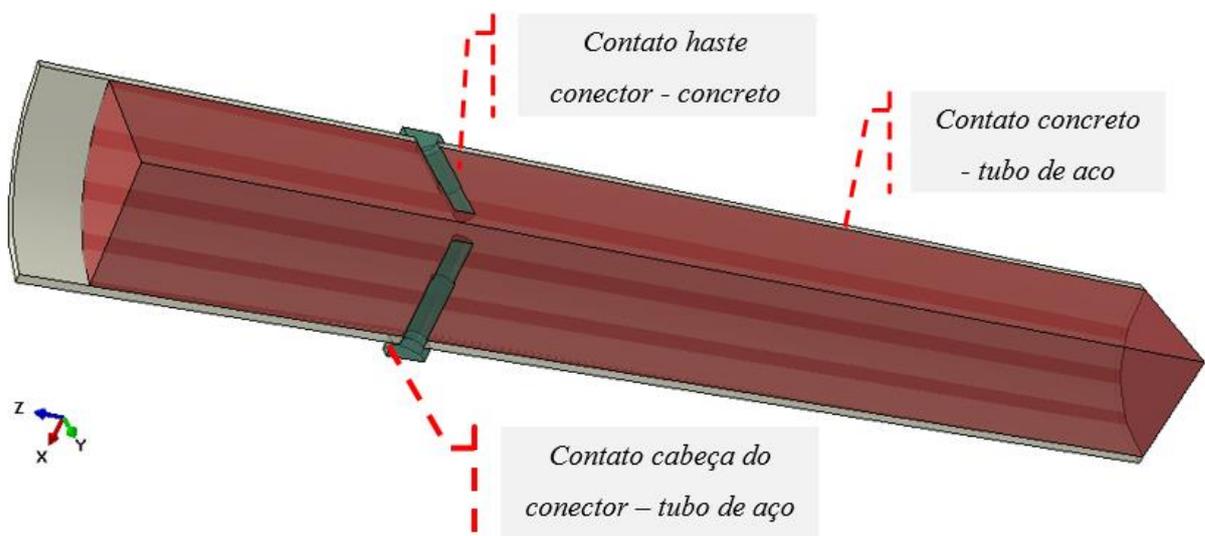


Figura 4.25 - Principais pares de contato definidos no modelo numérico

Na direção tangencial, o contato entre as superfícies se deu por coeficientes de atrito ( $\mu$ ). Sabe-se que o atrito é uma força resistiva ao deslizamento e separação entre superfícies dos elementos. Johansson e Gylltofh (2002) observaram que o atrito é um dos mecanismos de transferência de carga que atua de forma significativa no ganho da capacidade resistente axial dos pilares mistos de aço e concreto.

Para a calibração do modelo numérico, foi realizado um estudo investigativo da influência dos coeficientes de atrito estático ( $\mu$ ) entre as superfícies do tubo de aço e núcleo de concreto. Para a definição dos coeficientes de atrito, buscou-se na literatura os valores utilizados em normas e pesquisas semelhantes. Os tópicos a seguir apresentam as principais considerações sobre a utilização do valor de  $\mu$  para a superfície de contato aço-concreto:

- Dai *et al.* (2015) realizaram um estudo de sensibilidade numérica para calibração do coeficiente  $\mu$ . Ao final, o modelo numérico foi calibrado com o coeficiente  $\mu$  de 0,20 e 0,30 entre as superfícies aço-aço e aço-concreto, respectivamente;
- Baris (2005) *apud* Simões (2008) observou que, mesmo com a lubrificação das paredes internas do tubo de aço, as tensões entre a superfície aço-concreto ainda se fizeram presentes, porém, o autor não definiu um valor de  $\mu$ ;
- Liu *et al.* (2016) realizaram no ABAQUS um estudo numérico de vigas mistas aço-concreto. O autores adotaram o valor de  $\mu = 0,30$  para ser utilizado na superfície aço-concreto;
- Fisher e Kloiber (2006) ressaltam no AISC Steel Design Guide 01: *Base Plate and Anchor Rod Design*, que se deve considerar  $\mu = 0,70$  para a transferência de forças entre o aço e o concreto em placas de base;
- A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e a norma europeia EN 1994-1-1:2004 definem o valor de  $\mu = 0,50$  a ser considerado em cálculos que fornecem resistência adicional na transferência de forças pelos pinos com cabeça ligados à alma de uma seção total ou parcialmente revestida com concreto.

Em razão da variação de valores de  $\mu$ , foram investigados numericamente três valores para esse coeficiente na superfície entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. O primeiro valor,  $\mu = 0$ , despreza totalmente a influência do atrito entre as superfícies. Evidentemente, dessa forma, o tubo de aço atua fornecendo somente um encamisamento externo ao concreto do núcleo. O segundo,  $\mu = 0,17$ , é um valor intermediário, o qual levou à aproximação entre os resultados numéricos e experimentais das séries E e F. O terceiro,  $\mu = 0,25$ , foi considerado por ser próximo ao valor utilizado por Liu *et al.* (2016) e Dai *et al.* (2015). E o último,  $\mu = 0,50$ , por ser o valor prescrito pelas normas brasileira e europeia.

Para se considerar a interação entre a superfície do fuste do parafuso e o núcleo de concreto foi adotado um coeficiente de atrito estático  $\mu = 0,7$ . Este valor é resultante de uma média ponderada entre o fuste liso e o fuste roscado do parafuso. Para a parte rosqueada, considerou-se  $\mu = 1,0$  e para a parte lisa,  $\mu = 0,5$ . Na Figura 4.26 e Figura 4.27 apresentam-se os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos a partir da variação do coeficiente  $\mu$  para os modelos das séries E e F, respectivamente.

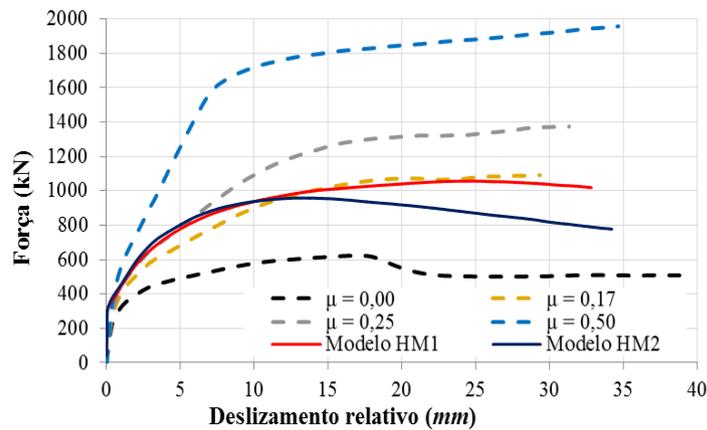


Figura 4.26 - Força *versus* deslizamento relativo dos protótipos da série E, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do coeficiente  $\mu$

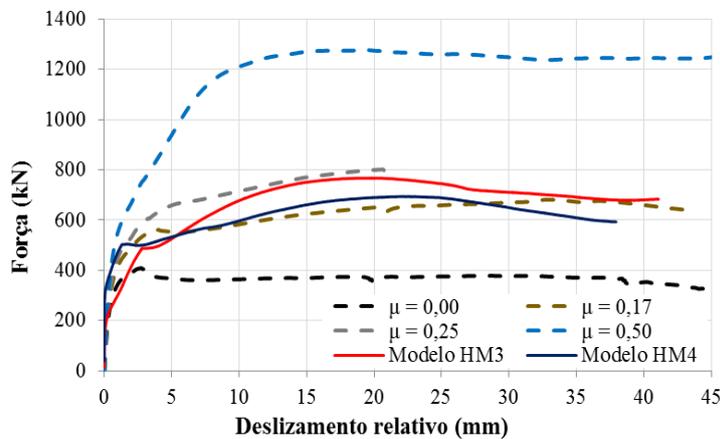


Figura 4.27 - Força *versus* deslizamento relativo dos protótipos da série F, e dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do coeficiente  $\mu$

Analisando a Figura 4.26 e Figura 4.27, observa-se que a variação do coeficiente  $\mu$  alterou de maneira significativa os resultados das curvas numéricas de modo que, em todos os casos, houve elevação da capacidade resistente à medida em que se elevou o valor de  $\mu$ . Para o caso da série F, em que o atrito é nulo, verifica-se que a curva se apresentou estável para um valor de força próximo de 400 kN. Em outro caso da série F, para  $\mu = 0,50$ , observa-se o mesmo comportamento: a curva se apresentou estável, porém, para um valor de força próximo de 1250 kN.

A Figura 4.28 apresenta a força máxima por conector a partir da variação do coeficiente  $\mu$ .

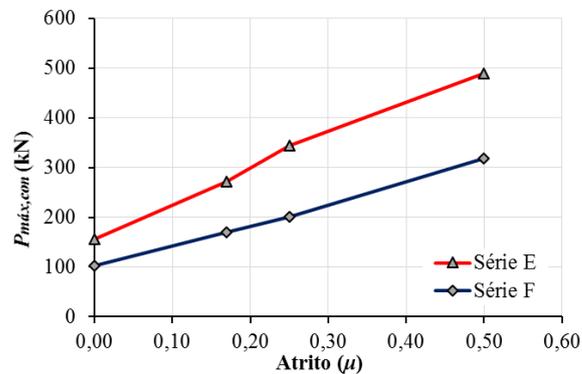


Figura 4.28 – Força máxima por conector a partir da variação do coeficiente  $\mu$

Analisando os resultados da Figura 4.28, é notado nas séries E e F que, à medida em que se elevou o valor de  $\mu$ , houve progressão significativa na interação do tubo de aço com o núcleo de concreto por meio de forças adicionais devido ao atrito. Em ambas as séries, observa-se que o valor de  $\mu = 0,17$  forneceu resultados numéricos próximos aos experimentais. Em virtude disso, adotou-se  $\mu = 0,17$  nas simulações realizadas neste trabalho. Em situações práticas, é observado que, durante o processo de montagem dos PMPCs, é comum que as superfícies internas dos tubos de aço sejam isentas de tratamento. Neste caso, não há minimização dos esforços por atrito e, portanto, o coeficiente de atrito que ocorre nas estruturas é bem superior ao coeficiente  $\mu = 0,17$ .

#### 4.8.1 Obtenção dos Resultados

O deslocamento relativo na direção longitudinal do PMPC é o valor, em módulo, da diferença de deslocamentos entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. As posições dos nós selecionados para o cálculo do deslocamento relativo estão apresentadas na Figura 4.29.

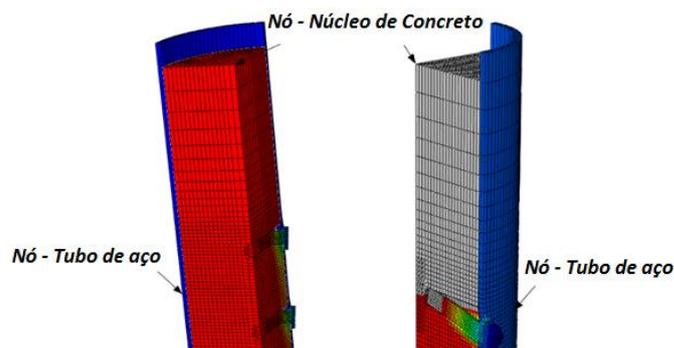


Figura 4.29 - Localização dos nós em que foram medidos os deslocamentos:  
(a) modelo da série E; (b) modelo da série F.

# 5

## ESTUDO NUMÉRICO

### 5.1 Generalidades

Nesta seção são analisados os modelos que foram calibrados por meio dos parâmetros numéricos discutidos no Capítulo 4. Para os modelos calibrados, foram analisados alguns resultados importantes, tais como: força máxima, rigidez dos conectores, comportamento da curva força *versus* deslizamento, variáveis de dano a compressão e tração, a configuração deformada do modelo numérico, dentre outros. Na análise do modelo da série E, foi possível medir a inclinação do fuste na configuração deformada por meio do programa de análise matemática GeoGebra -*versão 5.02*.

## 5.2 Resultados

Neste trabalho, foi tomado por referência para a resistência do conector o valor da força máxima  $P_{m\acute{a}x}$  obtida nas simulações. A utilização do valor de  $P_{m\acute{a}x}$  visa analisar o comportamento estrutural dos conectores quando estes estão submetidos ao maior valor de força na análise numérica.

As variáveis escalares de dano foram delimitadas para visualização dos resultados no ABAQUS, com seus valores variando de zero a um. A constante nula, representada pela cor azul, indica que não houve degradação do concreto e a constante um, representada pela cor vermelha, indica a total perda de rigidez do concreto.

Para a validação dos modelos numéricos das demais séries, foram mantidos os mesmos parâmetros numéricos utilizados na calibração das séries E-F. Esta metodologia garante que os parâmetros numéricos adotados neste trabalho sejam utilizados com maior confiabilidade em estudos numéricos envolvendo conectores parafusos em pilares mistos de aço e concreto.

### 5.2.1 Série E

Observa-se na Figura 5.1 que os resultados numéricos da curva da série E apresentaram boa concordância com os valores de força dos protótipos experimentais. A curva numérica apresentou rigidez inicial abaixo das curvas experimentais. No entanto, a partir dos 12 mm de deslizamento, a curva numérica apresentou resultados mais próximos ao modelo HM1. De maneira geral, até o final da análise, os resultados numéricos foram próximos à média dos experimentais. A utilização dos parâmetros numéricos deste modelo proporcionou boa concordância de resultados para os demais modelos analisados neste trabalho.

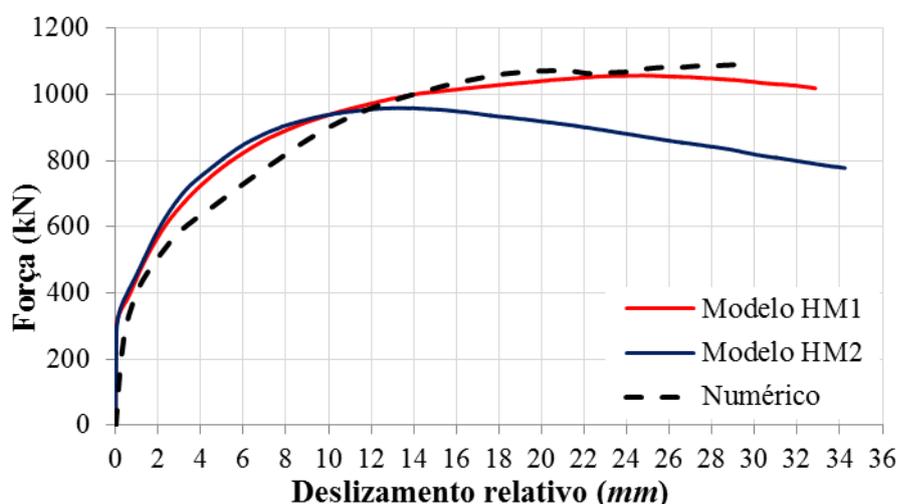


Figura 5.1 – Força *versus* deslizamento relativo dos protótipos da série E, e do modelos numérico correspondente à série E

Analisando a Figura 5.1, observa-se que, em todos os modelos os conectores são classificados como flexíveis. A Tabela 5-1 apresenta os valores de força e rigidez alcançados no modelo numérico.

Tabela 5-1 - Valores de força máxima e rigidez alcançados para os modelos da série E

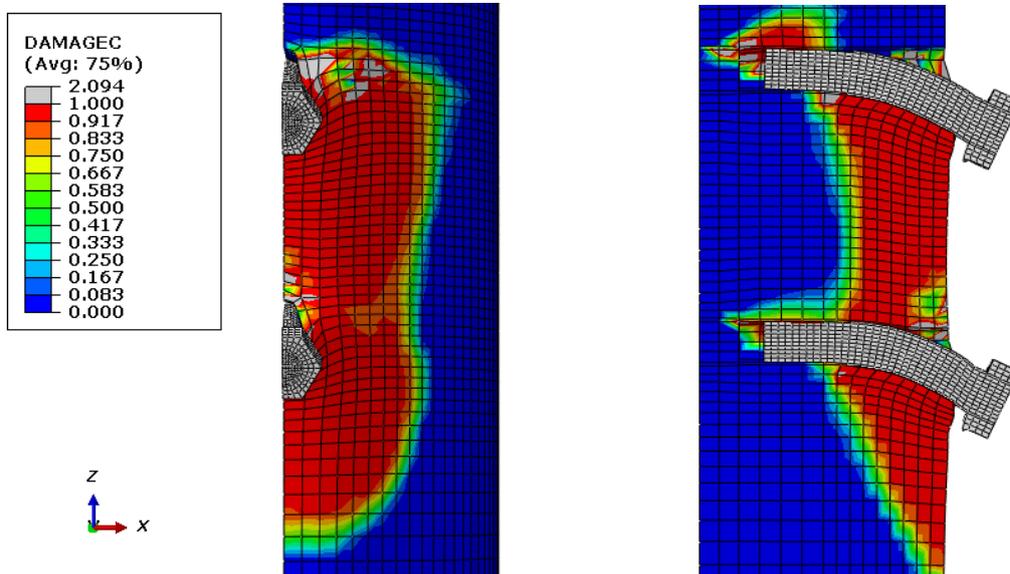
<i>Modelo</i>	$P_{máx}$	$P_{máx,con}$	$P_{Rk}$	$k_{sc}$
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/mm]
Numérico	1.089,32	272,33	980,39	48,19

A Tabela 5-2 apresenta a comparação entre os valores de força máxima e a razão entre o resultado numérico e experimental. Verifica-se que o resultado numérico foi aproximado ao experimental, com razão de 1,08.

Tabela 5-2 – Comparação dos valores de força dos modelos numéricos e experimentais da série E

<i>Comparações</i>	$P_{máx,num}$	$P_{máx,exp}$	<i>Razão</i>
-	[kN]	[kN]	-
Numérico-Experimental	1.089,32	1.008,03	1,08

A Figura 5.2 apresenta o dano gerado no núcleo de concreto por tensões de compressão no instante de aplicação da força máxima. Observa-se que houve perda total da rigidez à compressão no núcleo de concreto, principalmente na região em torno dos níveis em que os conectores estão situados. O conector do modelo numérico apresentou comportamento similar ao que foi discutido no Capítulo 3. Isto significa que houve esmagamento do concreto em torno dos conectores e que os parafusos apresentaram rotação com deformação plástica no



fuste.

Figura 5.2 - Dano à compressão gerado nos modelos numéricos da série E

A Figura 5.3 apresenta os resultados correspondentes ao dano gerado no núcleo de concreto por tensões de tração. Observa-se que a região mais atingida pelo dano está próxima da cabeça dos conectores e que o dano à tração possui intensidade menor nos parafusos do nível inferior. Este fenômeno também foi observado nos protótipos experimentais apresentados na Figura 3.9. Os parafusos situados no nível inferior apresentaram menor propagação de fissuras do que os parafusos de nível superior.

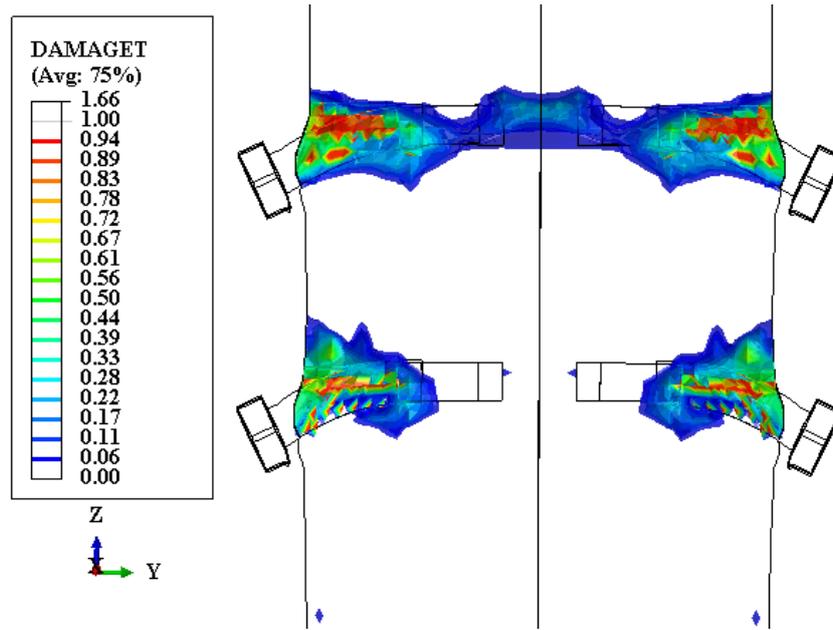


Figura 5.3 - Dano à tração gerado nos modelos numéricos da série E

A Figura 5.4 apresenta a variação das tensões axiais  $S_{33}$  na direção do eixo Z. As regiões na cor preta indicam que o concreto apresentou tensões superiores ao valor da resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ). Observa-se que esses níveis de tensão foram predominantes na região localizada abaixo dos conectores.

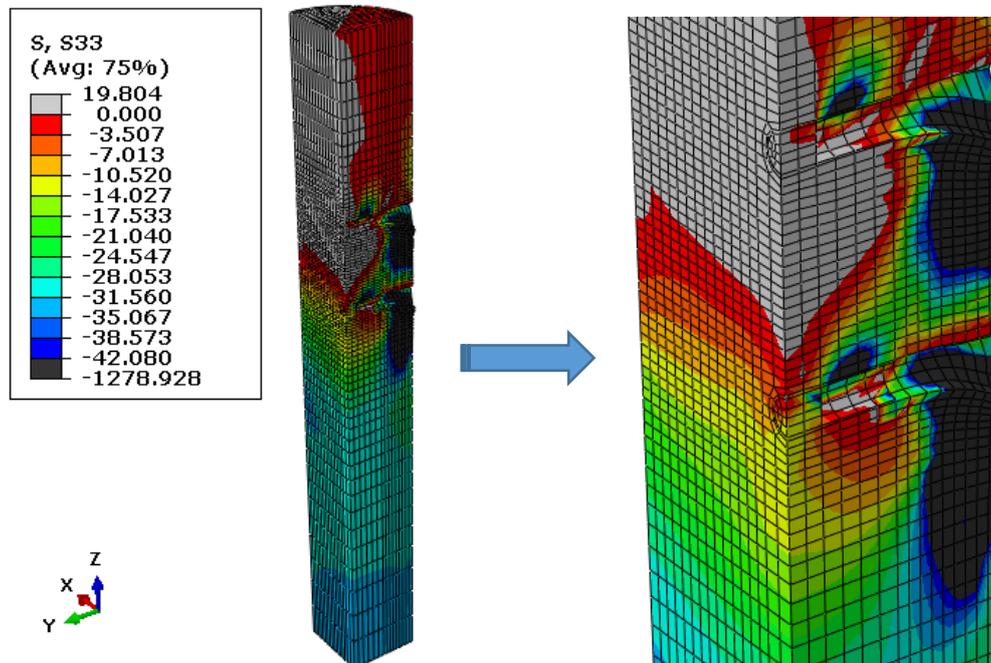


Figura 5.4 - Variações das tensões  $S_{33}$  para o modelo numérico da série E

A Figura 5.5 (à direita) apresenta o modelo numérico referente aos deslocamentos  $U_3$ , direção do eixo Z. Ao comparar com o modelo experimental (à esquerda), nota-se que o modelo numérico forneceu boa representação para os deslocamentos experimentais. Essa percepção é mais evidente quando se compara a posição da cabeça do parafuso, em ambas figuras.

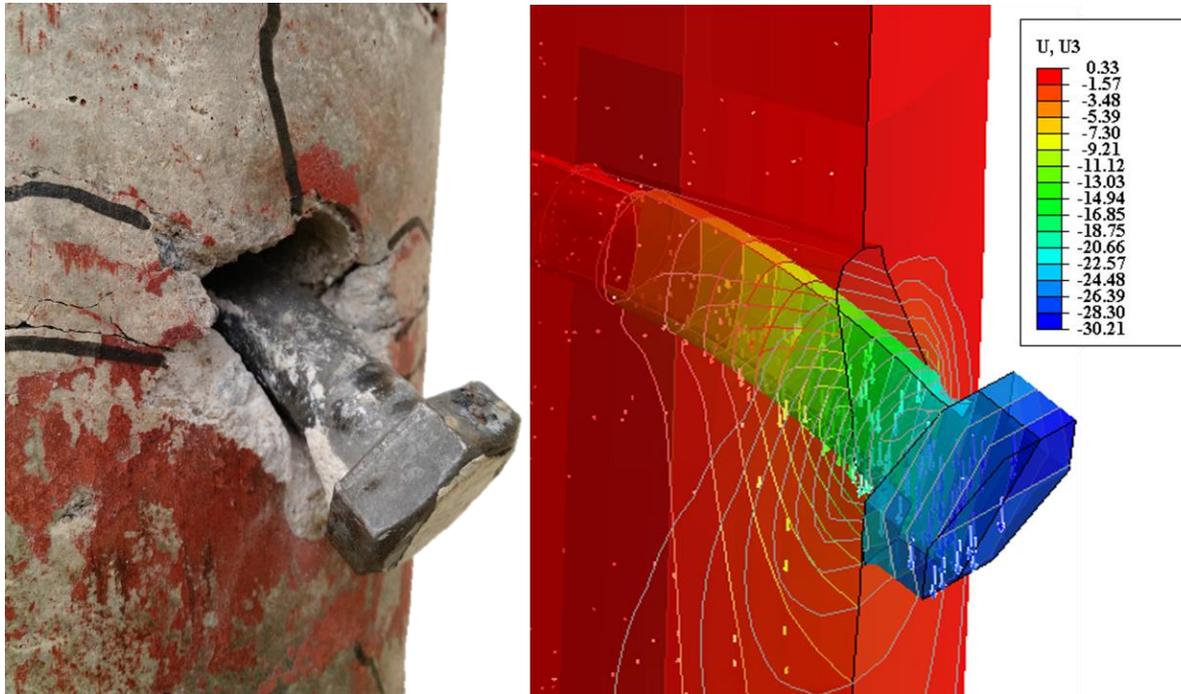


Figura 5.5 – Deslocamentos  $U_3$ : Modelo experimental da série E (à esquerda) e Modelo numérico (à direita)

A Figura 5.6a apresenta a variação das tensões de *von Mises*. A distribuição de tensões foi limitada ao valor da resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) do tubo. Pode-se observar que, próximo da cabeça do parafuso, onde há contato com o tubo de aço, houve uma concentração maior de tensões que resultaram no escoamento do tubo de aço nessa região. Esse fato pode ser notado nos resultados experimentais mostrados na Figura 5.6b, onde é possível verificar que junto à cabeça do conector também houve o escoamento do tubo.

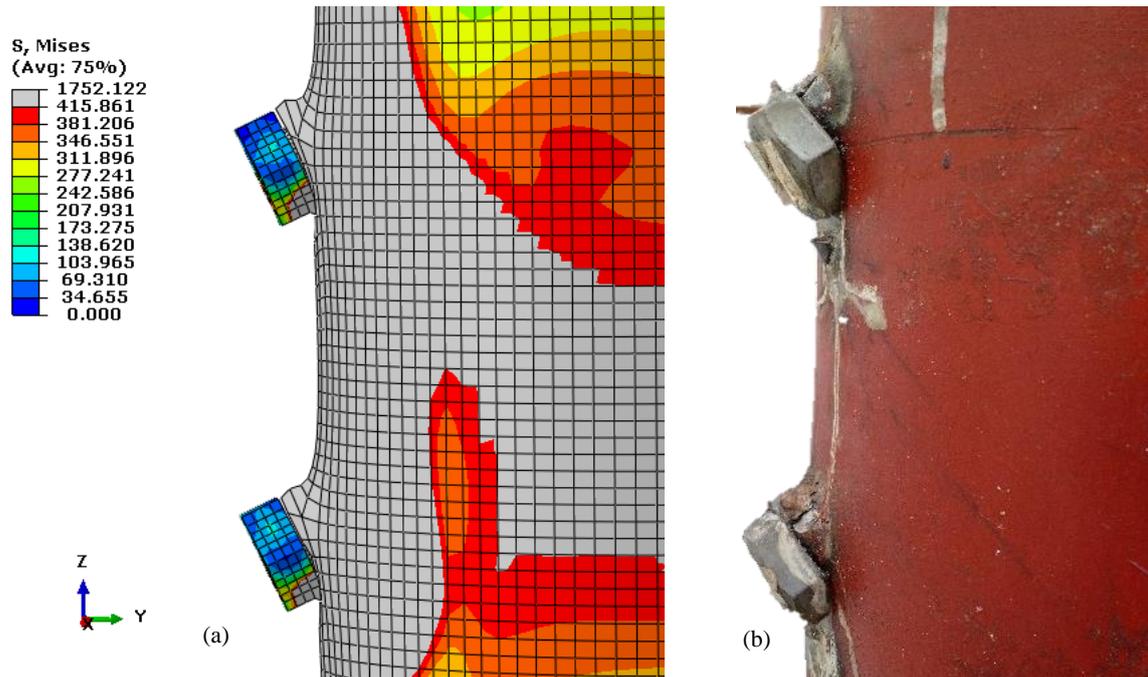


Figura 5.6 – (a) Variação das tensões de *von Mises* no modelo numérico da série E; (b) Tubo de aço do protótipo experimental após o ensaio;

Buscando uma melhor validação do modelo numérico, foi realizada uma análise geométrica comparativa entre as imagens do conector de cisalhamento experimental e numérico. Esta análise foi realizada no programa GeoGebra, o qual possui recursos matemáticos que permitiram, para um mesmo estágio de solicitação dos conectores, obter-se valores da inclinação angular do fuste do conector na configuração deformada dos modelos numérico e experimental. Na Figura 5.7 estão apresentadas as comparações entre os conectores. Observa-se que a inclinação angular do conector da modelagem numérica apresentou grande semelhança com a do protótipo experimental, com um erro de aproximadamente 0,13%.

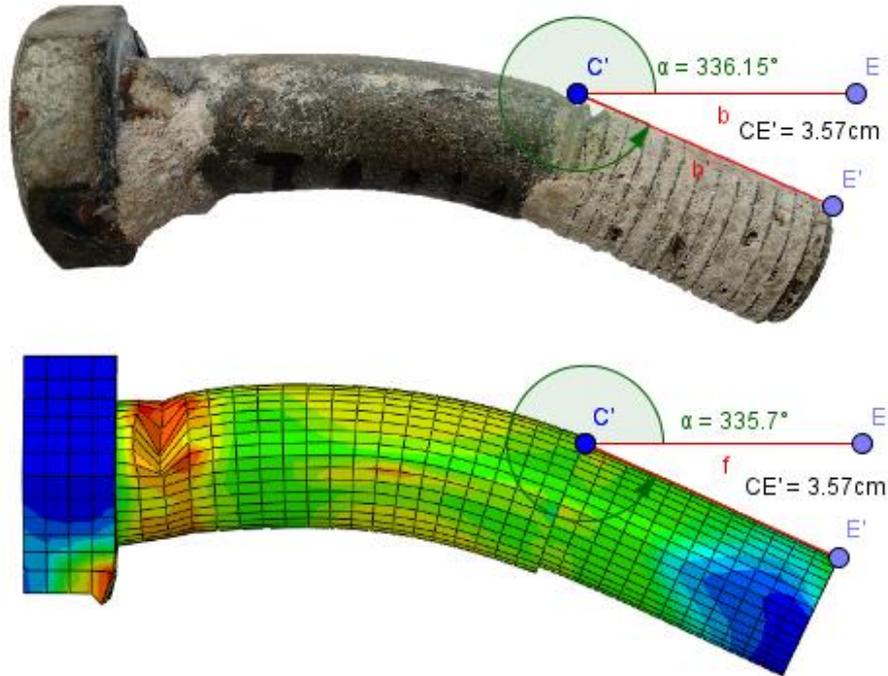


Figura 5.7 - Comparação visual do parafuso experimental e parafuso numérico da Série E

A Figura 5.8 apresenta a variação das tensões de *von Mises*. A escala de tensões foi ajustada no ABAQUS para o valor da resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) dos conectores. Nas regiões representadas pela cor cinza, o aço atingiu tensões equivalentes superiores ao valor da resistência ao escoamento ( $f_y$ ). São elas: a região delimitada entre a cabeça do parafuso até a metade do comprimento roscado do fuste e uma pequena região nas partes inferiores da cabeça do parafuso. De modo geral, constata-se que ambos os conectores sofreram escoamento generalizado e deformações no fuste.

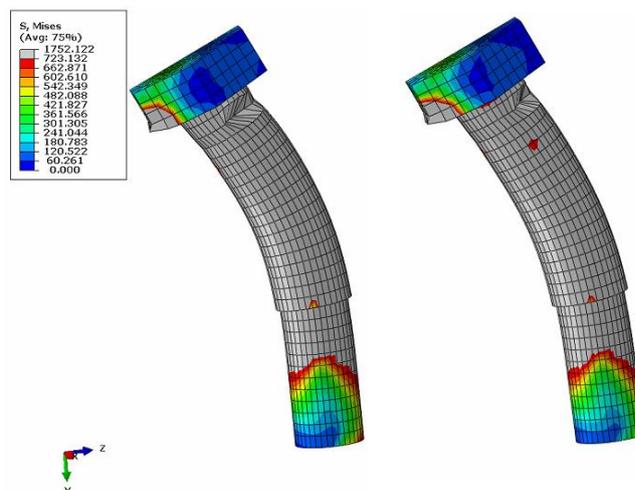


Figura 5.8 - Variação das tensões de *von Mises* limitadas ao valor de  $f_y$  para os conectores da série E

### 5.2.2 Série F

Observa-se na Figura 5.9, que os resultados numéricos da curva da série F apresentaram boa concordância com os valores de força dos protótipos experimentais. A curva numérica apresentou uma rigidez inicial intermediária às duas curvas experimentais, até alcançar um valor de força próximo aos 500 kN. No entanto, a partir dos 5 mm de deslizamento, os resultados numéricos foram mais próximos ao modelo HM4 e, posteriormente, a partir dos 30 mm de deslizamento, os resultados numéricos foram próximos aos resultados médios experimentais. De modo geral, os resultados numéricos apresentaram-se próximos aos experimentais.

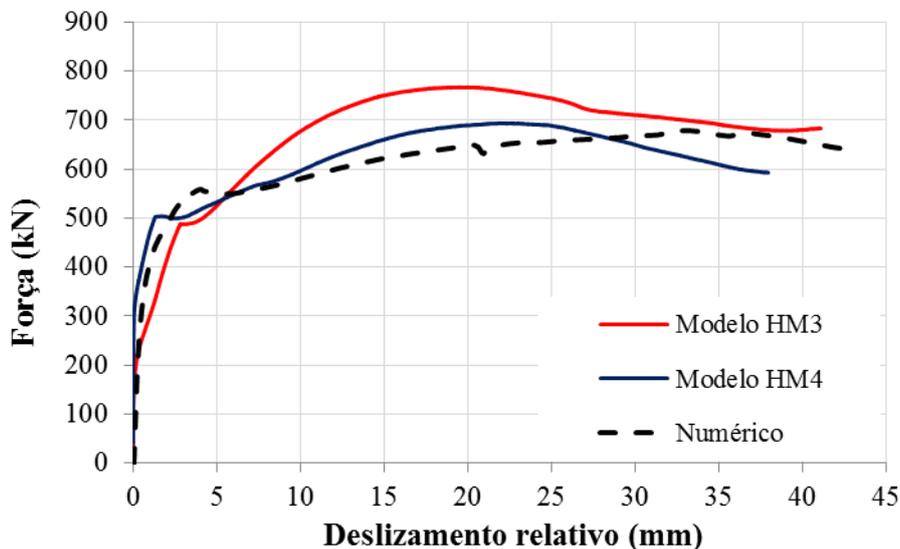


Figura 5.9 - Força *versus* deslizamento relativo dos protótipos da série F, e do modelo numérico correspondente a série F

O comportamento flexível dos conectores também é constatado nas curvas numéricas dos modelos da série F. A Tabela 5-3 apresenta os valores de força máxima e rigidez alcançados no modelo numérico.

Tabela 5-3 - Valores de força máxima e rigidez alcançados para o modelo da série F

<i>Modelo</i>	$P_{m\acute{a}x}$	$P_{m\acute{a}x,con}$	$P_{Rk}$	$k_{sc}$
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/mm]
Numérico	679,74	169,93	152,94	134,13

A Tabela 5-4 apresenta a comparação entre os valores de força máxima e a razão entre o resultado numérico e experimental. Verifica-se que o resultado numérico foi aproximado ao resultado experimental, com razão de 0,93.

Tabela 5-4 - Comparação dos valores de força dos modelos numéricos e experimentais da série F

<i>Comparações</i>	$P_{máx,num}$	$P_{máx,exp}$	<i>Razão</i>
-	[kN]	[kN]	-
Numérico-Experimental	679,74	730,63	0,93

A Figura 5.10 apresenta o dano gerado no núcleo concreto por tensões de compressão no instante de aplicação da força máxima. Observa-se que o modelo numérico apresentou total perda da rigidez à compressão no núcleo de concreto em torno dos conectores, principalmente abaixo do nível dos conectores. Foi observado que, à medida que os conectores foram acionados, os parafusos começaram a girar, gerando o esmagamento local do concreto, conforme observado experimentalmente.

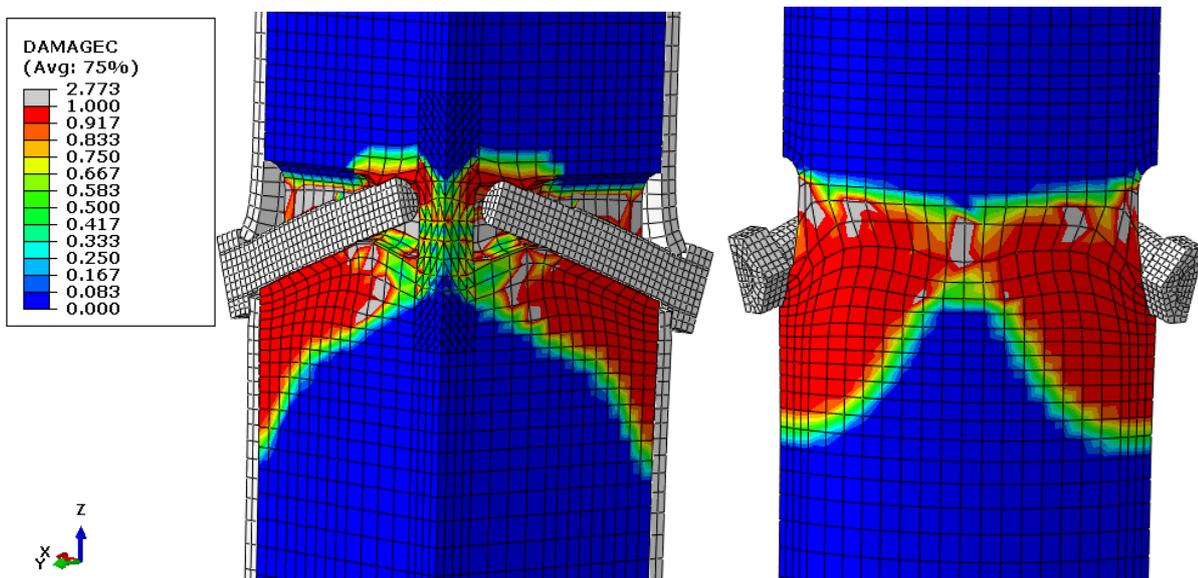


Figura 5.10 - Dano à compressão gerado nos modelos numéricos da série F

A Figura 5.11a apresenta o modelo numérico com um corte transversal na altura de 677 mm – região situada abaixo do nível dos conectores. Na Figura 5.11b, tem-se o corte transversal na altura de 720 mm, logo acima do nível dos conectores. Observa-se que o esmagamento do concreto foi mais acentuado em regiões localizadas abaixo dos parafusos.

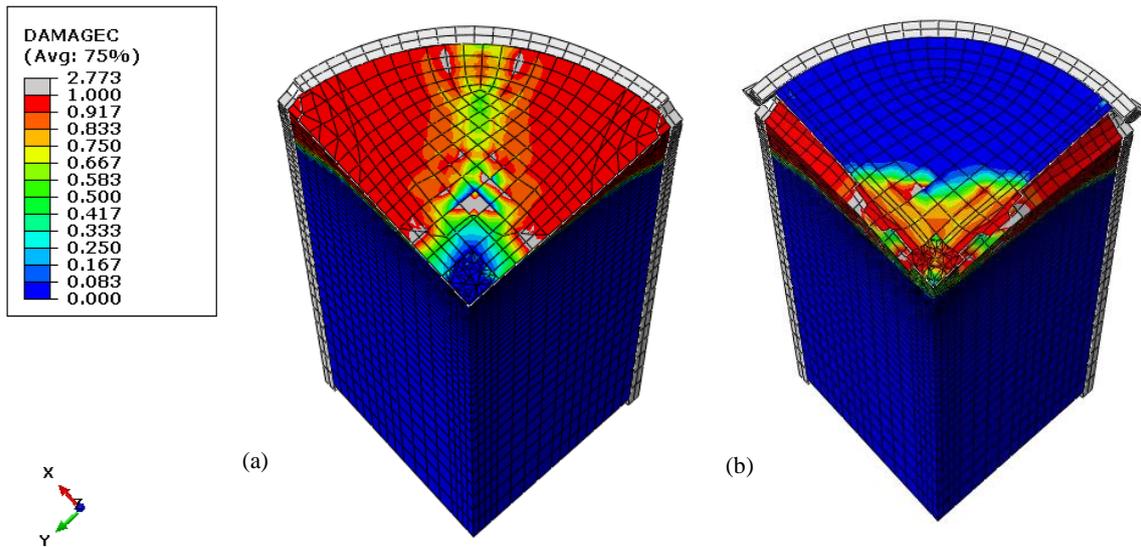


Figura 5.11 - Corte transversal no modelo numérico: (a) altura de 677 mm; (b) altura de 720 mm;

A Figura 5.12 apresenta o dano gerado no núcleo de concreto por tensões de tração. Observa-se que o dano à tração ocorre principalmente na seção transversal do núcleo de concreto onde têm-se os parafusos. A perda de rigidez na seção transversal corresponde ao rompimento do núcleo de concreto por tração, ver Figura 3.12.

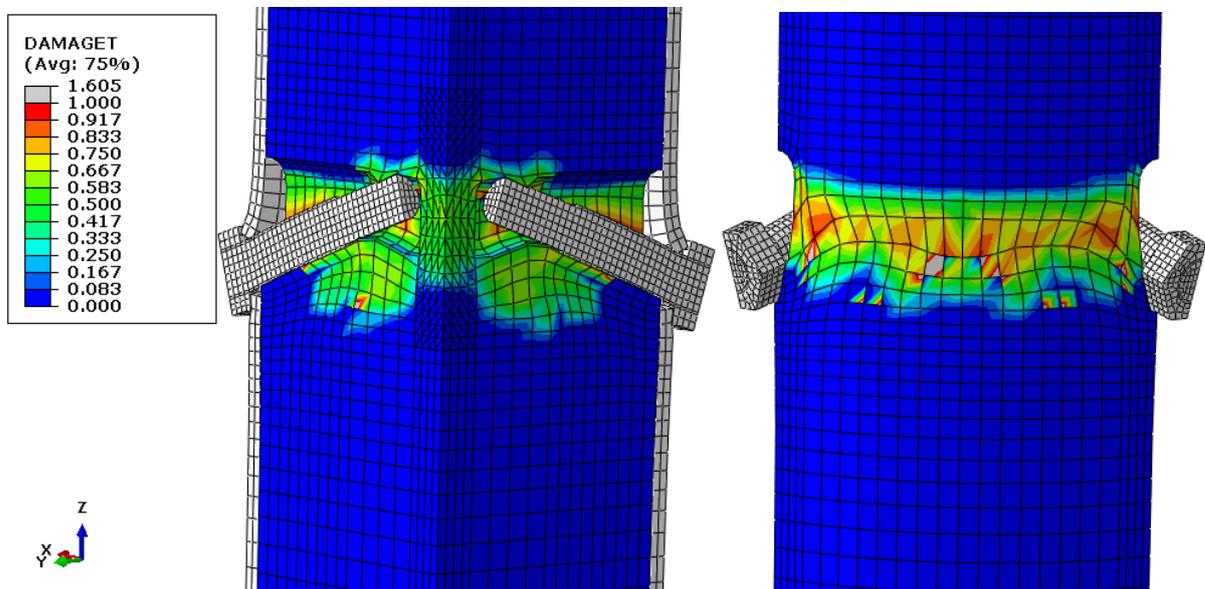


Figura 5.12 - Dano à tração gerado nos modelos numéricos da série F

A Figura 5.13 apresenta a variação das tensões axiais  $S_{33}$  na direção do eixo Z. As regiões na cor preta indicam que o concreto apresentou tensões superiores ao valor da resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ). Observa-se que esses níveis de foram predominante na região situada abaixo dos conectores.

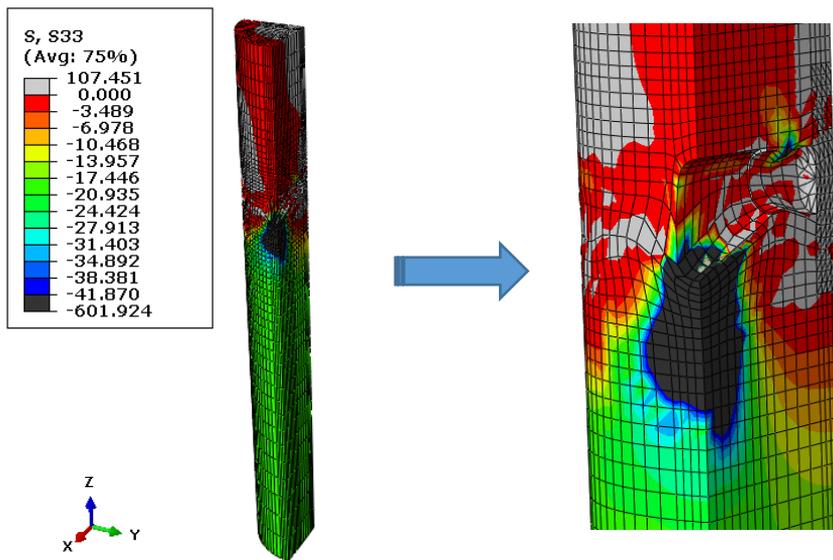


Figura 5.13 - Variações das tensões S33 para o modelo numérico da série F

A Figura 5.14a apresenta o modelo numérico com os deslocamentos  $U_3$ , direção do eixo Z. Ao comparar com o modelo experimental (Figura 5.14b), nota-se que o modelo numérico forneceu boa representação para os deslocamentos experimentais. Essa percepção é mais evidente quando se compara a posição da cabeça do parafuso.

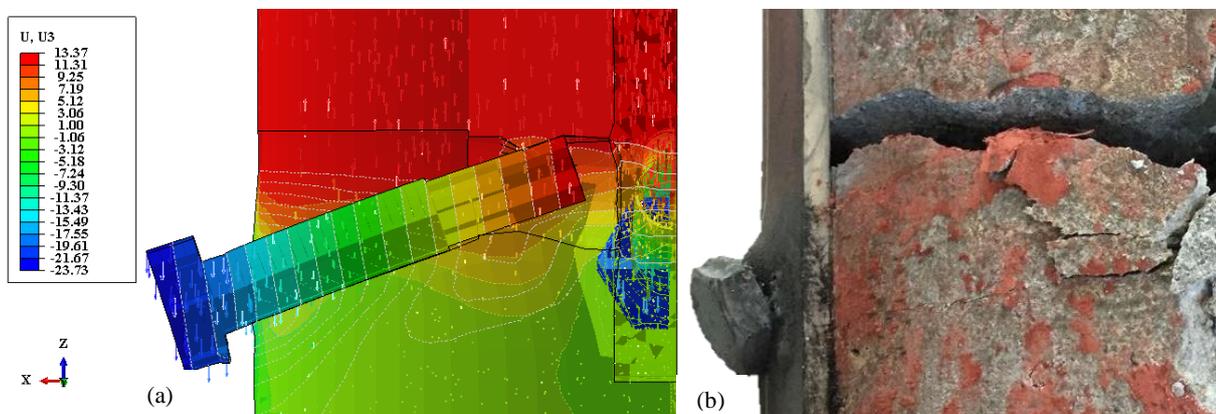


Figura 5.14 - (a) Deslocamentos  $U_3$ ; (b) Modelo experimental após o ensaio;

A Figura 5.15a apresenta a variação das tensões de *von Mises*. A distribuição de tensões foi limitada ao valor da resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) do tubo. Nas regiões representadas pela cor cinza, o tubo de aço atingiu tensões equivalentes superiores à sua resistência ao escoamento ( $f_y$ ). Este fato também é notado no protótipo experimental da Figura 5.15b, onde é possível verificar que junto à cabeça do conector houve uma parcela de escoamento no aço do tubo.

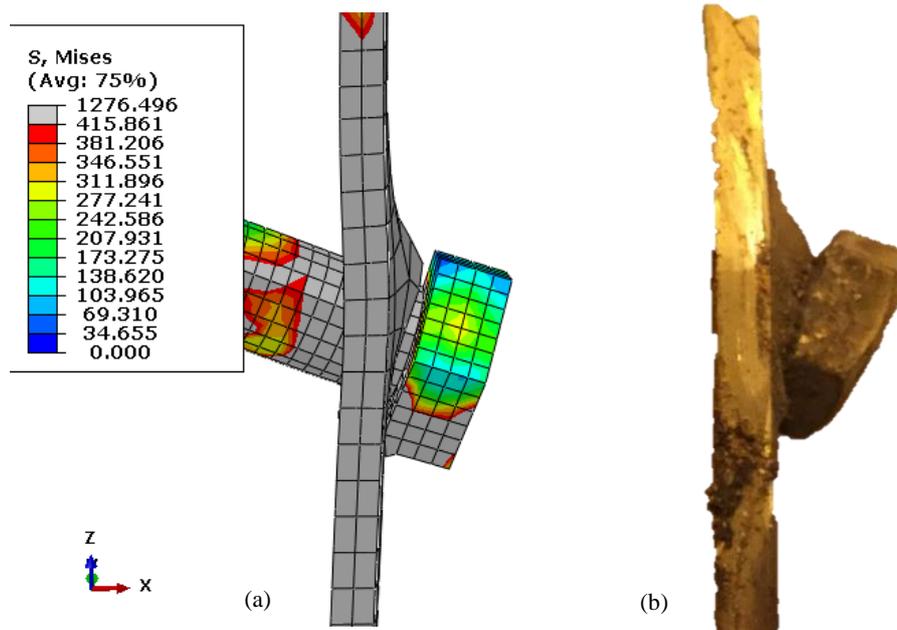


Figura 5.15 - (a) Variação das tensões de *von Mises* no modelo numérico da série F; (b) Tubo de aço do protótipo experimental após o ensaio;

A Figura 5.16 apresenta a variação das tensões de *von Mises*. A distribuição de tensões foi limitada ao valor da resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) do parafuso. Em duas regiões, representadas pela cor cinza, o tubo de aço atingiu tensões equivalentes superiores ao valor da resistência ao escoamento ( $f_y$ ). São elas: a região do fuste próximo a cabeça do parafuso e em uma pequena região na parte inferior da cabeça do parafuso. De modo geral, constata-se que a região escoada do parafuso foi menor em relação aos parafusos da série E, ver Figura 5.8.

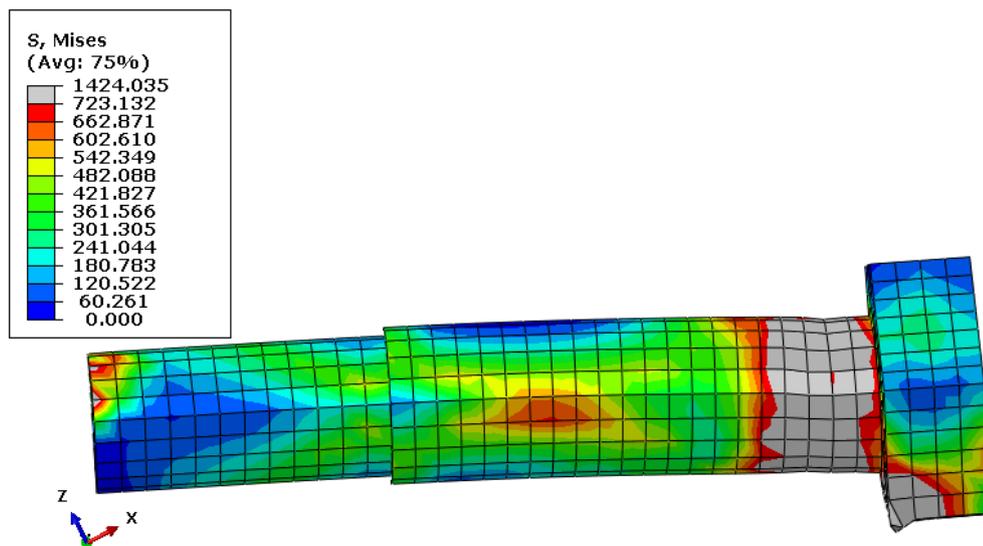


Figura 5.16 - Variação das tensões de *von Mises* limitadas ao valor de  $f_y$  para os conectores do modelo numérico da série F

A Figura 5.17 apresenta comparações entre o modelo numérico do conector de cisalhamento e o parafuso experimental, ambos na configuração deformada e no mesmo estágio de solicitação. Observando a curvatura do fuste de ambos modelos, verifica-se que os parafusos apresentaram boa semelhança visual.

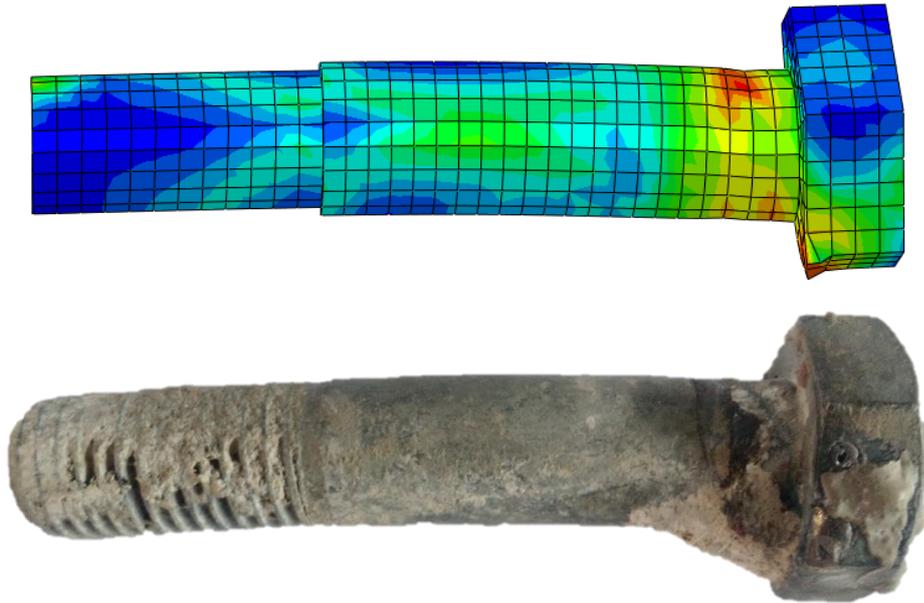


Figura 5.17 - Comparação visual do parafuso experimental e parafuso numérico da Série F

### 5.2.3 Cardoso (2014) – Séries G e H

Na validação dos modelos numéricos frente aos resultados experimentais das séries G e H de Cardoso (2014), utilizou-se os mesmos parâmetros aplicados aos modelos das séries E e F. Os resultados numéricos e experimentais estão apresentados na Figura 5.18 e Figura 5.19 para as séries G e H, respectivamente.

Na validação das séries G e H foram utilizadas as propriedades mecânicas do concreto mensuradas por Cardoso (2014), apresentadas na Tabela 3-5. Cardoso (2014) observou fissuras no concreto endurecido em torno dos parafusos que podem ter sido ocasionadas pela ineficiência do adensamento e/ou retração do concreto. Essas fissuras alteraram a rigidez das curvas experimentais força *versus* deslizamento.

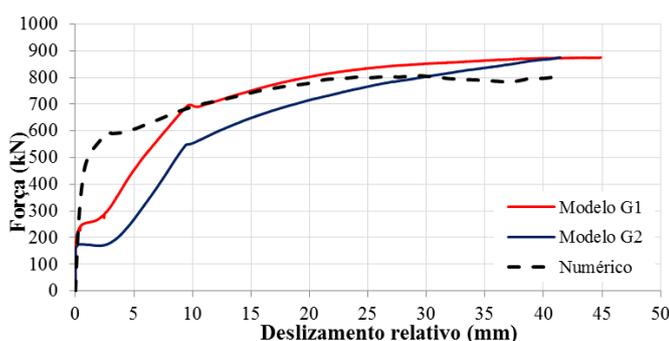


Figura 5.18 – Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série G

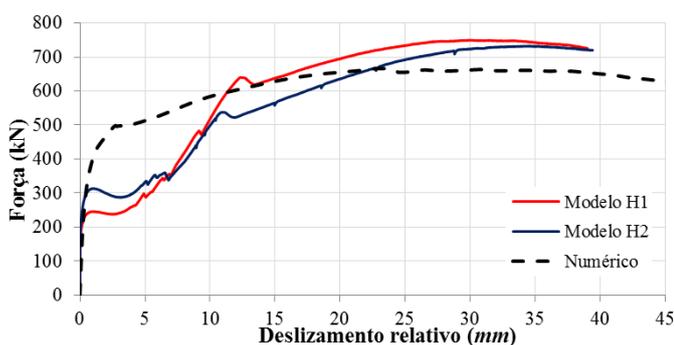


Figura 5.19 – Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série H

Analisando os resultados da Figura 5.18 e Figura 5.19, para deslizamentos abaixo dos 10 mm, verifica-se que as curvas experimentais apresentaram uma rigidez menor quando comparadas com suas respectivas curvas numéricas. Cardoso (2014) sugeriu que a rigidez baixa das curvas experimentais (abaixo dos 10 mm) seja devido às fissuras que estavam presentes no concreto endurecido próximo aos conectores.

Ademais, para deslizamentos acima dos 10 mm, observa-se que os resultados numéricos foram próximos dos resultados experimentais, em ambas as séries, G e H. A Tabela 5-5 apresenta os valores de força alcançados no modelo numérico.

Tabela 5-5 - Valores de força máxima alcançados para os modelos das séries G e H

<i>Modelo</i>	<i>Série</i>	$P_{máx}$	$P_{máx,con}$
-	-	[kN]	[kN]
Numérico	G	805,98	201,49
	H	667,43	166,85

A Tabela 5-6 apresenta a comparação entre os valores de força máxima e a razão entre o resultado numérico e experimental. Verifica-se que o resultado numérico foi aproximado ao resultado experimental, com razões de 0,92 e 0,90 nas séries G e H, respectivamente. A Figura 5.20a apresenta o dano à compressão no núcleo de concreto do modelo numérico da série G e a Figura 5.20b apresenta o protótipo experimental de Cardoso (2014) após o ensaio.

Tabela 5-6 - Comparação dos valores de força dos modelos numéricos e experimentais das séries G e H

<i>Comparações</i>	<i>Série</i>	$P_{máx,num}$	$P_{máx,exp}$	<i>Razão</i>
-	-	[kN]	[kN]	-
Numérico-Experimental	G	805,98	875,07	0,92
	H	667,43	741,00	0,90

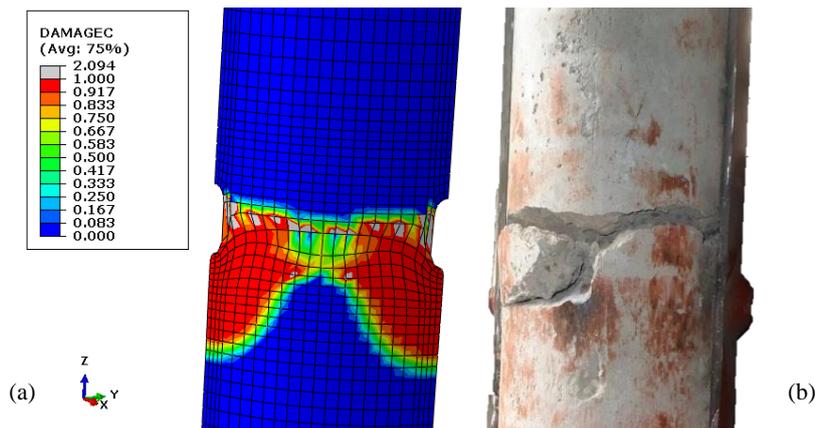


Figura 5.20 - (a) Dano à compressão no modelo da série G; (b) protótipo experimental da série G após o ensaio

Cardoso (2014) relatou que os protótipos das séries G e H apresentaram ruptura no núcleo do concreto nos níveis em que os parafusos foram instalados. Verifica-se que o dano apresentado pelo modelo numérico correspondeu ao observado experimentalmente.

### 5.2.4 Ribeiro Neto (2016) – Séries I, J, K, L e M

Na validação dos modelos numéricos frente aos resultados experimentais de Ribeiro Neto (2016), utilizou-se, os mesmos parâmetros numéricos aplicados aos modelos das séries E e F. Os resultados numéricos e experimentais estão apresentados na Figura 5.21, Figura 5.22, Figura 5.23, Figura 5.24 e Figura 5.25 para as séries I, J, K, L e M, respectivamente.

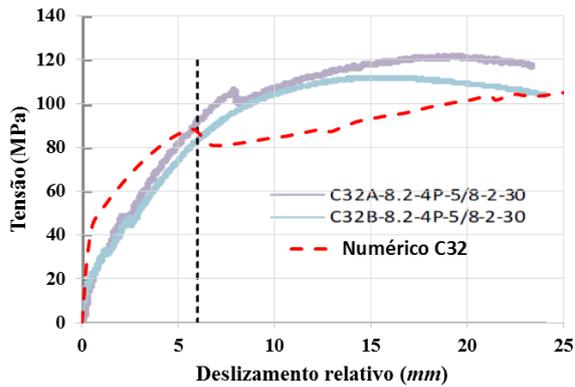


Figura 5.21 – Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série I

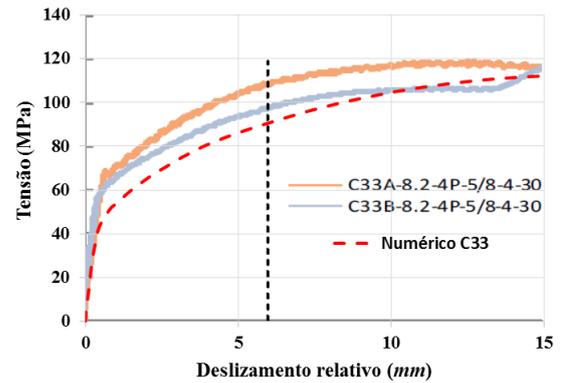


Figura 5.22 - Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série J

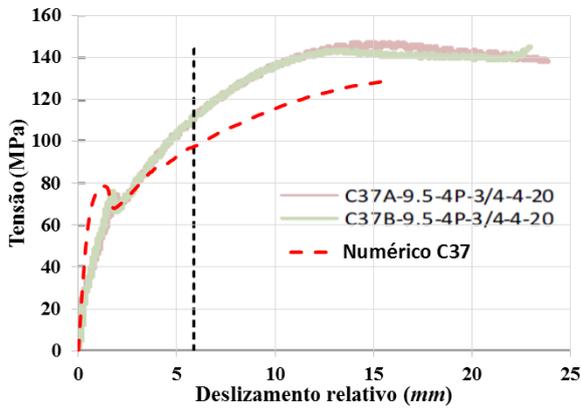


Figura 5.23 - Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série K

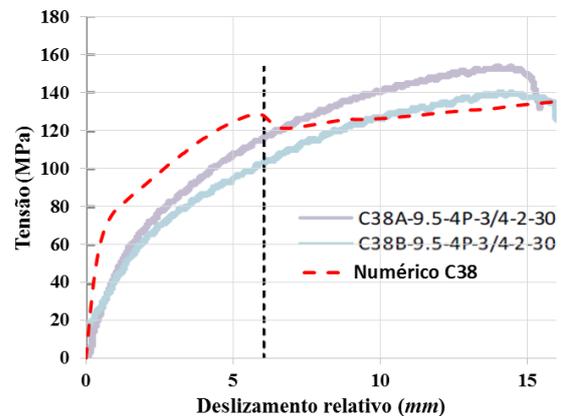


Figura 5.24 - Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série L

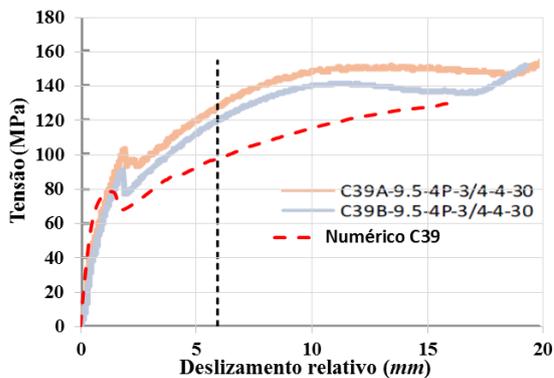


Figura 5.25 - Resultados numéricos e experimentais para o modelo da série M

Na Tabela 5-7 estão apresentadas as comparações entre os valores de força máxima e a razão entre os resultados numéricos e experimentais. Verifica-se que os resultados de força máxima, em todos os modelos, foram próximos dos experimentais.

Tabela 5-7 - Comparação dos valores de força dos modelos numéricos e experimentais das séries I, J, K, L e M

<i>Comparações</i>	<i>Série</i>	<i>P<sub>máx,num</sub></i>	<i>P<sub>máx,exp</sub></i>	<i>Razão</i>
-		[kN]	[kN]	-
Numérico-Experimental	I	107,21	117,50	0,91
	J	112,17	118,75	0,94
	K	129,53	145,88	0,88
	L	141,91	146,75	0,96
	M	130,47	152,63	0,85

# 6

## ESTUDO PARAMÉTRICO

### 6.1 Generalidades

Esta seção apresenta a variação dos parâmetros relacionados ao conector parafuso no PMPC. Em virtude disso, são analisados e discutidos os parâmetros geométricos e mecânicos frente ao comportamento estrutural dos conectores ao longo das simulações. O estudo paramétrico apresentado neste capítulo serviu como base para a abordagem teórica que posteriormente será desenvolvida e apresentada no Capítulo 7.

### 6.1.1 Considerações Iniciais

Foi explorada uma gama de parâmetros que influenciam diretamente na transferência de forças pelos parafusos de alta resistência. A variação dos parâmetros geométricos e mecânicos contribuíram para uma compreensão mais clara dos resultados obtidos quanto à resistência, ductilidade e possíveis mecanismos de falha. Os parâmetros variados foram:

- diâmetro do tubo de aço ( $D$ );
- espessura do tubo de aço ( $t$ );
- resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ );
- resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ );
- diâmetro do conector ( $\varnothing_b$ );
- comprimento do conector ( $l_b$ );
- quantidade de níveis de instalação dos conectores ( $n_b$ ).

## 6.2 Estudo da influência do comprimento do parafuso

O comprimento do parafuso é um dos parâmetros geométricos que possuem significativa influência na determinação da força resistente de cálculo do conector. Na Tabela 6-1 estão descritos os modelos numéricos analisados a partir da variação do comprimento ( $l_b$ ) para diâmetros  $D = 220 \text{ mm}$ . Destaca-se que a variável  $l_b$  é relacionada ao comprimento líquido do fuste, descontando-se a espessura do tubo de aço.

Tabela 6-1 - Modelos numéricos analisados a partir da variação de  $l_b$  para diâmetros  $D = 220 \text{ mm}$

Modelos	$D$	$t$	$l_b$		$\Phi_b$
			[mm]		
-	[mm]	[mm]	[mm]		[mm]
F415-220T6,8-19P57-41	220	6,80	$2,64*\Phi_b$	57,15	19,05
F415-220T6,8-19P76-41	220	6,80	$3,64*\Phi_b$	76,20	19,05
F415-220T6,8-19P94-41	220	6,80	$4,60*\Phi_b$	94,50	19,05

A Figura 6.1 apresenta os resultados obtidos a partir da variação do  $l_b$  e na Tabela 6-2 estão descritos os valores numéricos de força máxima ( $P_{m\acute{a}x}$ ) e força máxima por conector ( $P_{m\acute{a}x,con}$ ).

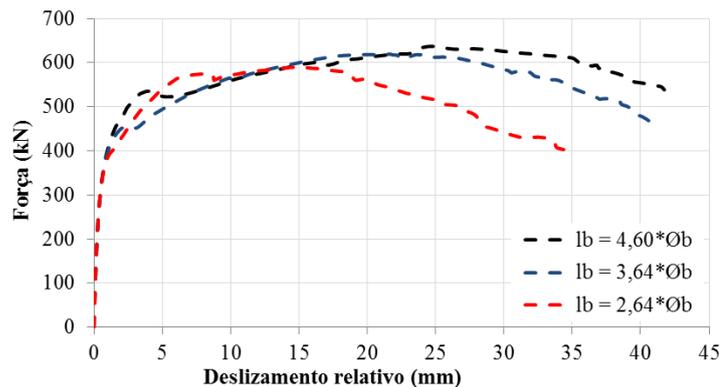


Figura 6.1 – Força *versus* deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do  $l_b$

Observa-se na Figura 6.1 que a curva numérica  $l_b = 2,64*\Phi_b$  apresentou sua máxima força para um deslizamento relativo próximo de  $15 \text{ mm}$ . Em seguida, a curva apresentou um ramo descendente até alcançar um deslizamento relativo e força última próximos de  $35 \text{ mm}$  e  $400 \text{ kN}$ , respectivamente. A força última definida neste trabalho é caracterizada como o último valor de força obtido numericamente. As curvas  $l_b = 3,64*\Phi_b$  e  $l_b = 4,60*\Phi_b$  apresentaram um comportamento similar, porém, o valor da força última da curva  $l_b = 4,60*\Phi_b$ , foi superior ao valor da força última da curva  $l_b = 3,64*\Phi_b$ .

A Figura 6.2 apresenta a força máxima por conector a partir da variação do  $l_b$ . Para o diâmetro  $D = 220 \text{ mm}$ , observa-se na Tabela 6-2 e na Figura 6.2 que o aumento do  $l_b$  conduziu ao aumento da capacidade resistente do conector parafuso.

Os deslizamentos ( $\delta$ ) relativos à força máxima foram maiores à medida em que se elevou o comprimento ( $l_b$ ) dos parafusos, ver a Tabela 6-2.

Tabela 6-2 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação do  $l_b$  para diâmetros  $D = 220 \text{ mm}$

<b>Modelos</b>	<b><math>P_{m\acute{a}x}</math></b>	<b><math>P_{m\acute{a}x,con}</math></b>	<b><math>\delta</math></b>
-	[kN]	[kN]	[mm]
F415-220T6,8-19P57-41	590,28	147,57	14,90
F415-220T6,8-19P76-41	619,37	154,84	21,45
F415-220T6,8-19P94-41	636,68	143,25	24,82

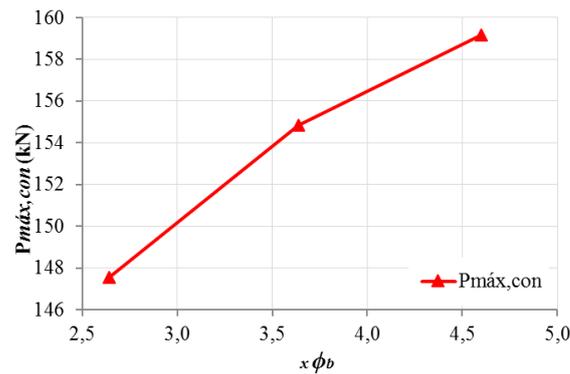


Figura 6.2 – Força máxima por conector a partir da variação do  $l_b$  para diâmetros  $D = 220 \text{ mm}$

Nos modelos com diâmetros  $D = 400 \text{ mm}$ , foi obtido a capacidade resistente do conector a partir da influência do comprimento  $l_b$  acima do que é previsto na norma brasileira ( $l_b$  maior que  $5\phi_b$ ). Na Tabela 6-1 estão descritos os modelos analisados e na Figura 6.4 apresenta-se a força máxima por conector para comprimentos  $l_b$  maiores que  $4,60\phi_b$ .

Tabela 6-3 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do  $l_b$  para diâmetros  $D = 400 \text{ mm}$

<b>Modelos</b>	<b><math>D</math></b>	<b><math>t</math></b>	<b><math>l_b</math></b>		<b><math>\phi_b</math></b>
-	[mm]	[mm]	[mm]		[mm]
F415-400T6,8-19P94-41	400	6,80	$4,60*\phi_b$	94,50	19,05
F415-400T6,8-19P133-41	400	6,80	$6,62*\phi_b$	133,00	19,05
F415-400T6,8-19P174-41	400	6,80	$8,61*\phi_b$	174,00	19,05

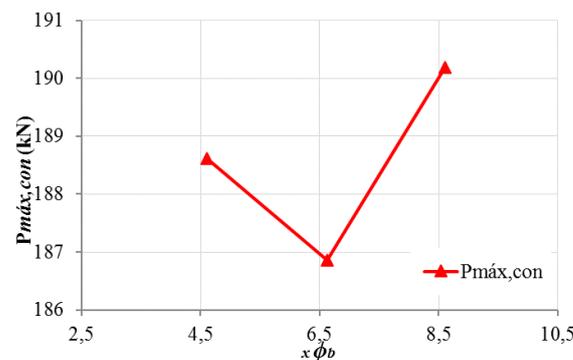


Figura 6.3 – Força máxima por conector a partir da variação do  $l_b$  para diâmetros  $D = 400 \text{ mm}$

Observa-se na Figura 6.4 que a elevação do  $l_b$  não conduziu ao aumento da capacidade resistente do conector parafuso, nota-se que o modelo  $l_b = 6,62*\varnothing_b$  apresentou menor valor de força máxima em relação ao modelo  $l_b = 4,60*\varnothing_b$ , possivelmente pela interrupção da análise numérica gerida pelo programa ABAQUS. Calculando as razões das forças máximas dos comprimentos  $l_b = 6,62*\varnothing_b$  e  $l_b = 8,61*\varnothing_b$  em relação ao comprimento  $l_b = 4,60*\varnothing_b$ , tem-se respectivamente,  $186,85/188,61 = 0,99$  e  $190,19/188,61 = 1,01$ , o que demonstra que a variação do comprimento a partir de  $4,60*\varnothing_b$  não alterou significativamente a força máxima.

### 6.3 Estudo da influência do diâmetro do parafuso

Os parafusos, por sua vez, estão limitados às dimensões comerciais existentes no mercado da construção civil. Nesta seção, foram analisados os diâmetros comerciais mais comumente utilizados na prática. Na Tabela 6-4 estão prescritas as dimensões dos conectores que foram analisados. As dimensões dos parafusos obedeceram às proporções geométricas do manual do fabricante *CISER*. Para levar em consideração a pior situação, em que o fuste do parafuso é completamente roscado, nos modelos numéricos  $\varnothing_b = 5/8''$  e  $\varnothing_b = 1''$ , a área circular do fuste foi reduzida para 80% da área original. Nos modelos numéricos  $\varnothing_b = 3/4''$ , foi considerada a dimensão real média medida no fuste do parafuso utilizado nos protótipos experimentais.

Tabela 6-4 - Dimensões analisadas a partir da variação do diâmetro

$\varnothing_{com}$	$\varnothing_{80}$
-	[mm]
5/8''	14,20
3/4''	19,05
1''	22,72

A Tabela 6-5 apresenta a relação dos modelos que foram analisados a partir da variação do diâmetro dos parafusos ( $\varnothing_b$ ).

Tabela 6-5 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do  $\varnothing_b$

<b>Modelos</b>	<b>D</b>	<b>t</b>	<b><math>l_b</math></b>	<b><math>\varnothing_b</math></b>
-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
F415-220T6,8-14P94-41	220	6,80	94,50	14,20
F415-220T6,8-19P94-41	220	6,80	94,50	19,05
F415-220T6,8-22P94-41	220	6,80	94,50	22,72

A Figura 6.4 apresenta os resultados obtidos a partir da variação do  $\varnothing_b$  e na Tabela 6-6 estão apresentados os valores numéricos de força máxima ( $P_{m\acute{a}x}$ ), força máxima por conector ( $P_{m\acute{a}x,con}$ ) e os deslizamentos ( $\delta$ ) relativos à força máxima.

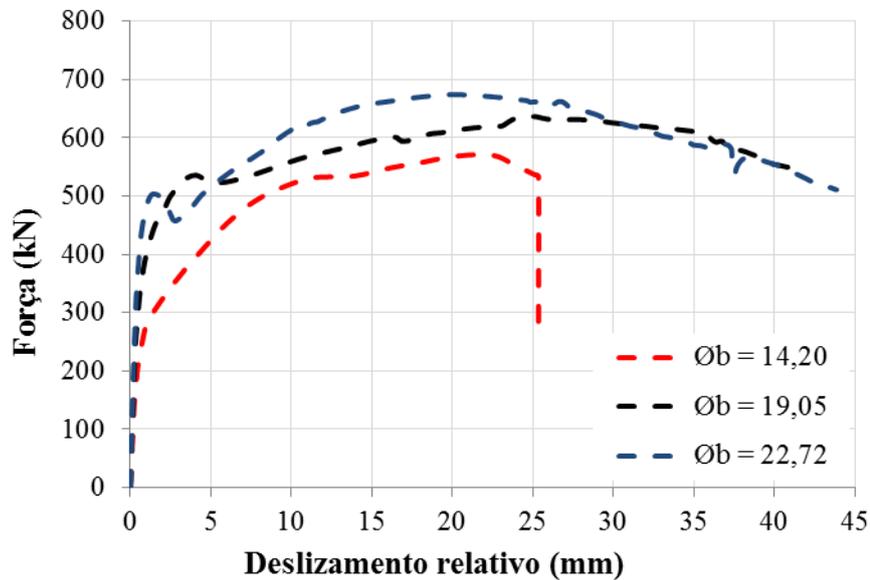


Figura 6.4 - Força versus deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do  $\varnothing_b$

Analisando a Figura 6.4, observa-se que a curva  $\varnothing_b = 14,20$  mm apresentou capacidade resistente inferior às demais curvas. Destaca-se que, próximo aos 25 mm de deslizamento, a curva apresentou uma queda abrupta da força resistida pelos conectores. Esse fenômeno é justificado pelo rompimento da seção transversal do fuste, sinalizando que o parafuso 5/8", numericamente, apresentou capacidade resistente menor devido ao cisalhamento gerado no fuste, ver Figura 6.5. As outras duas curvas apresentaram um comportamento similar, principalmente no ramo descendente (fase pós-pico).

A Figura 6.5 apresenta a variação das tensões de *von Mises*. A distribuição de tensões foi limitada ao valor da resistência à ruptura do aço dos parafusos ( $f_{ub}$ ). Observa-se que no momento da força máxima aplicada, o parafuso apresentou falha na seção transversal do fuste próximo a cabeça. Para este modelo, o mecanismo de falha deu-se no parafuso.

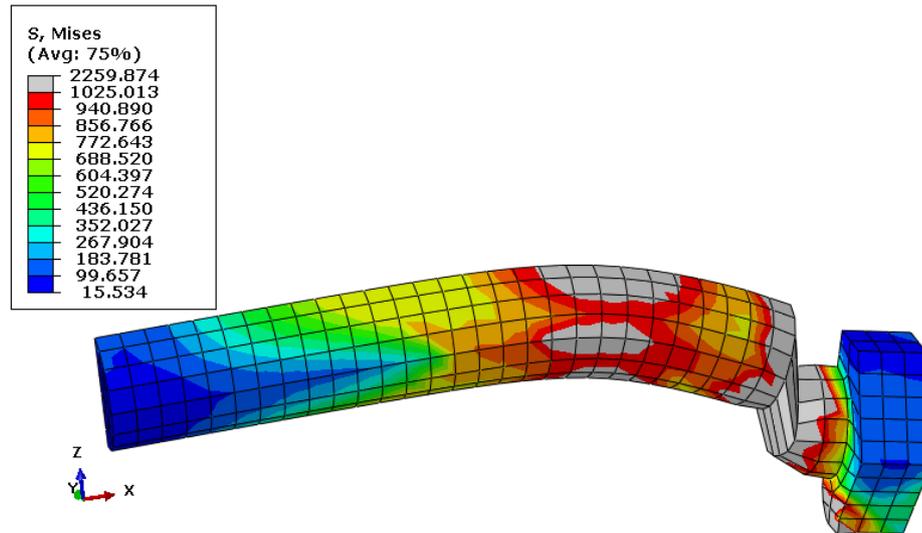


Figura 6.5 - Variação das tensões de *von Mises* limitadas ao valor de  $f_{ub}$  para o modelo  $\phi_b = 14,20 \text{ mm}$

Tabela 6-6 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação da variação do  $\phi_b$

<i>Modelos</i>	$P_{m\acute{a}x}$	$P_{m\acute{a}x,con}$	$\delta$
-	[kN]	[kN]	[mm]
F415-220T6,8-14P94-41	571,94	142,99	21,55
F415-220T6,8-19P94-41	636,68	159,17	24,82
F415-220T6,8-22P94-41	674,21	168,55	19,96

A Figura 6.6 apresenta a força máxima por conector a partir da variação do  $\phi_b$ . Pela Tabela 6-6 e Figura 6.6, observa-se que a elevação do diâmetro do conector ( $\phi_b$ ) conduziu ao aumento da capacidade resistente do conector parafuso.

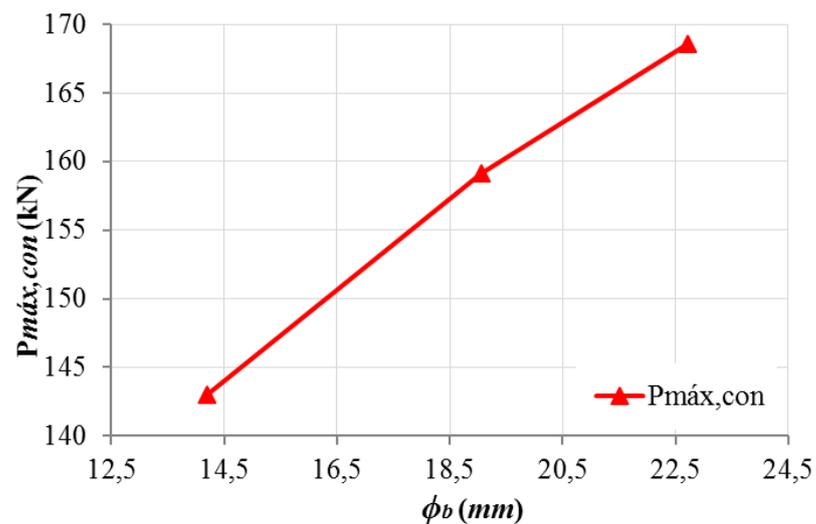


Figura 6.6 - Força máxima por conector a partir da variação do  $\phi_b$

## 6.4 Estudo da influência da resistência do concreto

Nesta seção foram analisados três modelos numéricos com resistências características distintas ( $f_{ck}$ ). Na Tabela 6-7 estão descritos esses modelos.

Tabela 6-7 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do  $f_{ck}$

<i>Modelos</i>	<i>D</i>	<i>t</i>	$\Phi_b$	$f_{ck}$
-	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]
F415-220T6,8-19P94-30-F	220	6,80	19,05	30,00
F415-220T6,8-19P94-41-F	220	6,80	19,05	41,87
F415-220T6,8-19P94-50-F	220	6,80	19,05	50,00

A Figura 6.7 apresenta os resultados obtidos a partir da variação do  $f_{ck}$  e na Tabela 6-8 estão apresentados os valores numéricos de força máxima ( $P_{m\acute{a}x}$ ), força máxima por conector ( $P_{m\acute{a}x,con}$ ) e os deslizamentos ( $\delta$ ) relativos à força máxima.

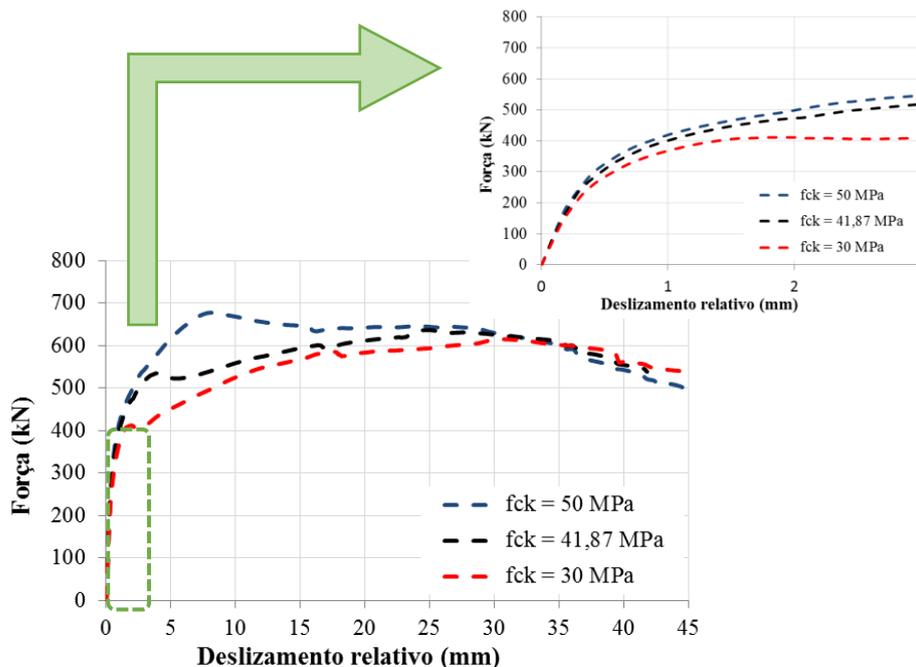


Figura 6.7 - Força versus deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do  $f_{ck}$

Tabela 6-8 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação do  $f_{ck}$

<i>Modelos</i>	$P_{m\acute{a}x}$	$P_{m\acute{a}x,con}$	$\delta$
-	[kN]	[kN]	[mm]
F415-220T6,8-19P94-30-F	616,08	154,02	30,57
F415-220T6,8-19P94-41-F	636,68	159,17	24,82
F415-220T6,8-19P94-50-F	678,49	169,92	8,06

Observa-se na Figura 6.7, que as curvas com maiores resistências à compressão apresentaram rigidezes maiores no início do carregamento (deslizamento relativo abaixo dos 3 mm).

Todavia, próximo aos 35 mm de deslizamento relativo verifica-se que houve inversão nas curvas numéricas, de tal forma que as curvas dos modelos com maiores resistências a compressão do concreto apresentaram menores valores de força última. Na Figura 6.8 apresenta-se a força máxima por conector a partir da variação do  $f_{ck}$ .

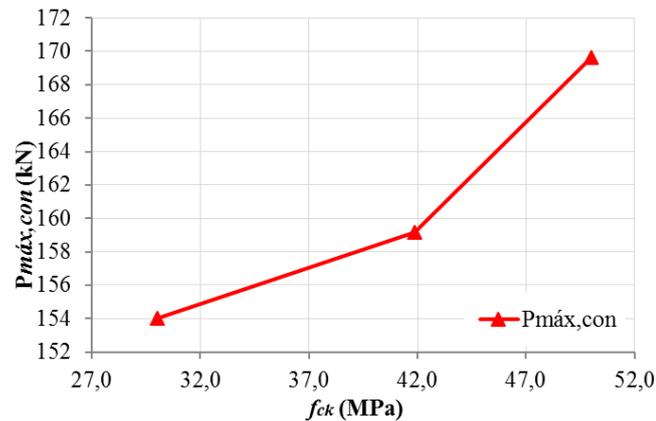


Figura 6.8 - Força máxima por conector a partir da variação do  $f_{ck}$

Verifica-se na Tabela 6-7 e na Figura 6.8 que o aumento do valor do  $f_{ck}$  conduziu ao aumento da força resistida pelos conectores. Todavia, os deslizamentos ( $\delta$ ) apresentaram comportamento inverso: quanto maior o  $f_{ck}$ , menor foi o deslizamento ( $\delta$ ) relativo à força máxima (Tabela 6-7).

A Figura 6.9 apresenta a degradação da rigidez à compressão do concreto no instante da força máxima aplicada. Observa-se que o modelo  $f_{ck} = 30$  MPa, quando comparado com o modelo  $f_{ck} = 50$  MPa, apresentou maior área de concreto esmagado (cor vermelha).

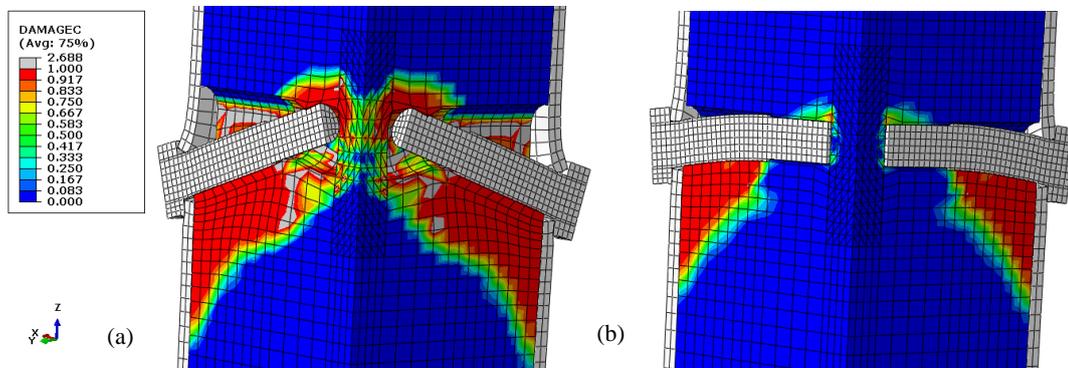


Figura 6.9 - Dano à compressão: (a) concreto  $f_{ck} = 30$  MPa; (b) concreto  $f_{ck} = 50$  MPa

Os conectores referentes ao modelo de resistência  $f_{ck} = 30$  MPa apresentaram rotação mais significativa em relação aos conectores do modelo de resistência  $f_{ck} = 50$  MPa. Por meio dessas observações, conclui-se que a variação da resistência do concreto também influencia o comportamento dos conectores de cisalhamento, conforme apresentado na Figura 6.9.

## 6.5 Estudo da influência da espessura do tubo de aço

Na Tabela 6-9 estão descritos os modelos analisados a partir da variação da espessura do tubo de aço ( $t$ ).

Tabela 6-9 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do  $t$

<i>Modelos</i>	<i>D</i>	<i>t</i>	$\varnothing_b$	$f_{ck}$
-	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]
F415-220T6,8-19P94-41	220	6,80	19,05	41,87
F415-220T9,5-19P94-41	220	9,50	19,05	41,87
F415-220T12,5-19P94-41	220	12,50	19,05	41,87

A Figura 6.10 apresenta os resultados obtidos a partir da variação do  $t$ . Observa-se que as curvas  $t = 9,50$  mm e  $t = 12,50$  mm apresentaram comportamentos similares, enquanto que a capacidade resistente da curva  $t = 6,80$  mm foi muito inferior às demais.

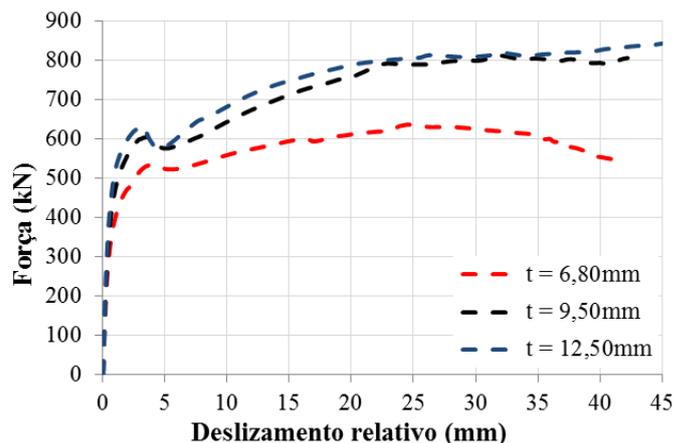
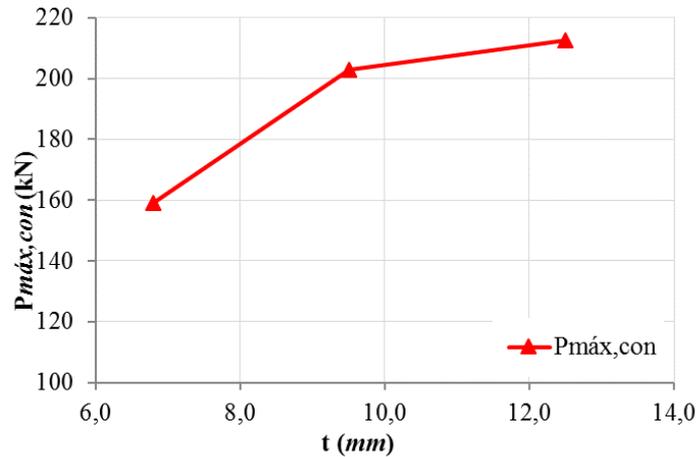


Figura 6.10 - Força versus deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do  $t$

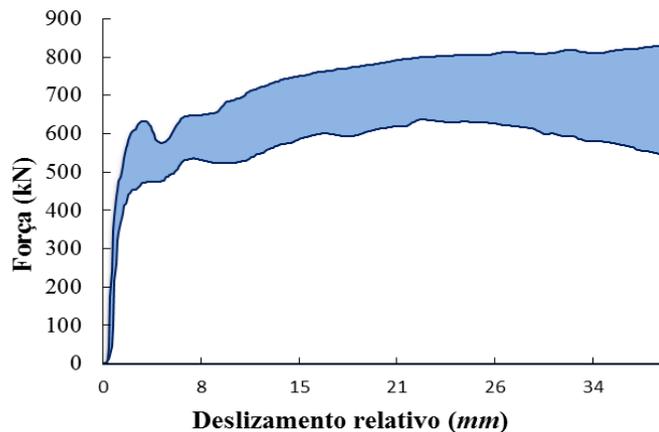
Na Tabela 6-10 estão descritos os valores numéricos de força máxima ( $P_{m\acute{a}x}$ ), força máxima por conector ( $P_{m\acute{a}x,con}$ ) e os deslizamentos ( $\delta$ ) relativos à força máxima. A Figura 6.11 apresenta a força máxima por conector a partir da variação da espessura do tubo de aço ( $t$ ).

Tabela 6-10 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação do  $t$ 

<i>Modelos</i>	$P_{m\acute{a}x}$	$P_{m\acute{a}x,con}$	$\delta$
-	[kN]	[kN]	[mm]
F415-220T6,8-19P94-41	636,68	159,17	24,82
F415-220T9,5-19P94-41	811,86	202,96	31,91
F415-220T12,5-19P94-41	850,58	212,65	60,23

Figura 6.11 - Força máxima por conector a partir da variação do  $t$ 

Analisando a Tabela 6-10 e a Figura 6.11, nota-se que o aumento da espessura do aço do tubo conduziu ao aumento da capacidade resistente do conector parafuso. Observa-se que, quanto maior a espessura do aço do tubo (menor razão  $D/t$ ), maior o deslizamento ( $\delta$ ) correspondente a força máxima, ver Tabela 6-10. A Figura 6.12 apresenta graficamente a influência da variação do  $t$ .

Figura 6.12 - Variação proporcionada no gráfico devido à variação do  $t$ 

As curvas inferior e superior apresentadas na Figura 6.12 são correspondentes aos modelos  $t = 6,80 \text{ mm}$  e  $t = 12,50 \text{ mm}$ , respectivamente. Observa-se que a variação da espessura do aço do tubo atuou de maneira significativa ao longo de toda a extensão da curva numérica. Em

linhas gerais, pode-se afirmar que, quanto maior for espessura do aço do tubo (menor razão  $D/t$ ), maior foi a capacidade resistente das curvas numéricas.

A Figura 6.13 apresenta a variação das tensões de *von Mises*. A distribuição de tensões foi limitada ao valor da resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) do tubo. Observa-se no modelo  $t = 12,50 \text{ mm}$  que a superfície do fuste do parafuso em contato com o tubo de aço, manteve-se rigidamente vinculada e as demais regiões do fuste, que estavam em contato direto com o núcleo de concreto, foram acionadas para resistir ao deslizamento entre o aço e o núcleo de concreto (Figura 6.13a). Assim, com o acionamento dos conectores, o cisalhamento no fuste do parafuso tornou-se mais evidente conforme o andamento da análise numérica.

Na Figura 6.13b, observa-se que o aço do tubo atingiu um escoamento significativo em regiões próximas da cabeça do parafuso. Ao comparar os dois extremos,  $t = 6,80 \text{ mm}$  e  $t = 12,50 \text{ mm}$ , observa-se que, quanto menor a espessura do aço do tubo (aumento na razão  $D/t$ ), maior será a propagação do escoamento no aço do tubo próximo à cabeça dos parafusos. Na Figura 6.14 está apresentada a variação das tensões axiais  $S_{33}$ , na direção do eixo Z. As regiões na cor preta indicam que o concreto foi solicitado com tensões superiores ao valor da resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ). Observa-se que houve uma zona maior de esmagamento do concreto (cor preta) no modelo numérico  $t = 12,50 \text{ mm}$ , quando comparado com o modelo  $t = 6,80 \text{ mm}$ , como pode se observar na Figura 6.14a e Figura 6.14b, respectivamente.

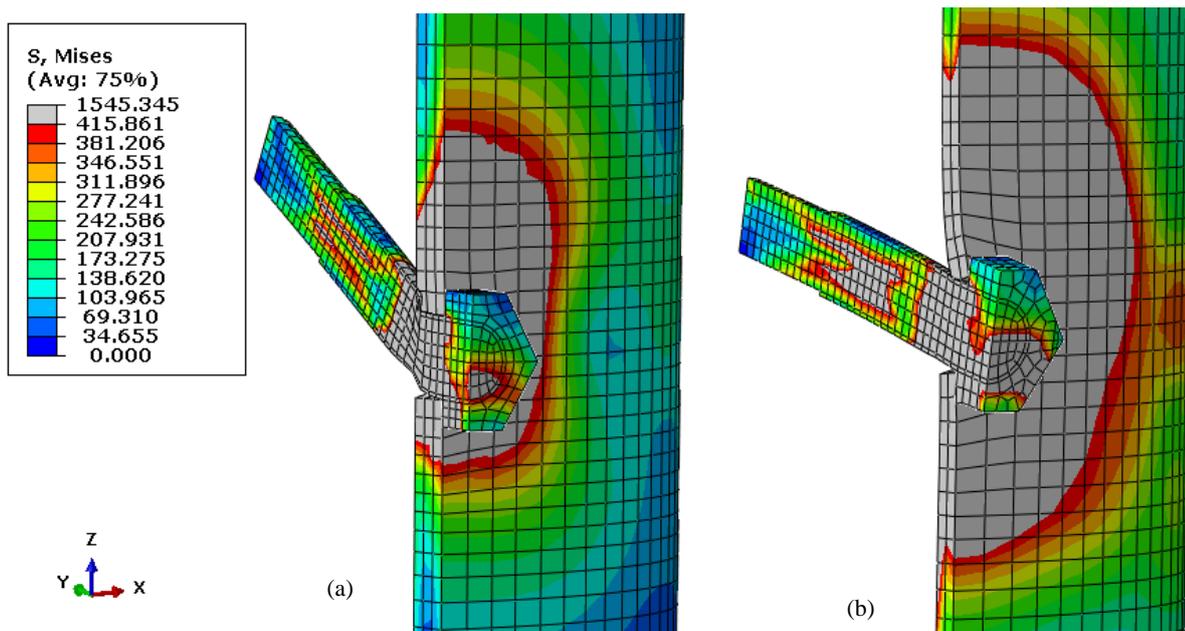


Figura 6.13 - Variação das tensões de *von Mises* limitadas ao valor de  $f_y$ :  
(a) Modelo  $t = 12,5 \text{ mm}$ ; (b) Modelo  $t = 6,80 \text{ mm}$

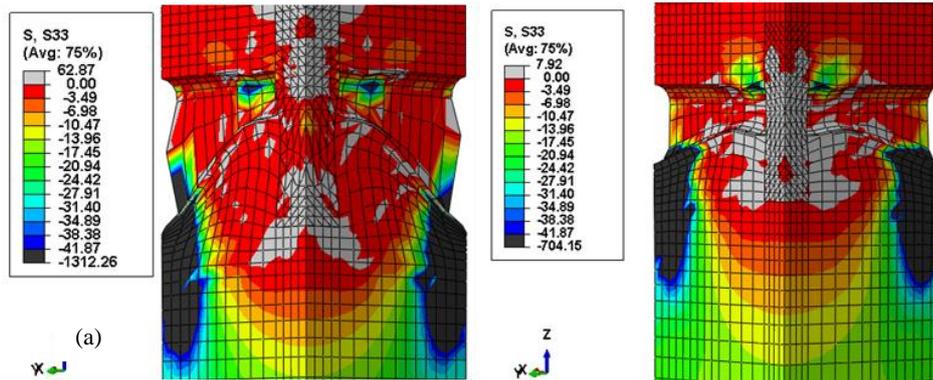


Figura 6.14 - Tensões  $S_{33}$  na direção do eixo Z: (a) Modelo  $t = 12,5 \text{ mm}$ ;  
(b) Modelo  $t = 6,80 \text{ mm}$

Observa-se Figura 6.11 e Figura 6.14 que o modelo com maior espessura resultou em uma maior capacidade resistente para o conector, o que se deve, possivelmente, pela diminuição da razão  $D/t$  e consequente aumento da resistência do concreto devido ao confinamento. Além disso, o aumento da espessura  $t$  leva a um engastamento da parte do fuste junto à cabeça do parafuso (conforme comentado anteriormente), o que também pode justificar o aumento da capacidade resistente do conector.

## 6.6 Estudo da influência do diâmetro do PMPC

Nesta seção foi realizada uma breve investigação sobre o comportamento estrutural dos parafusos quando se varia o diâmetro dos tubos de aço ( $D$ ). Observa-se na Tabela 6-11 que foram analisados três diâmetros. Essas dimensões obedeceram aos padrões da norma ABNT NBR 8800:2008.

Tabela 6-11 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do  $D$

<i>Modelos</i>	$D$	$t$	$\phi_b$	$f_{ck}$
-	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]
F415-220T6,8-19P94-41	220	6,80	19,05	41,87
F415-400T6,8-19P94-41	400	6,80	19,05	41,87
F415-600T6,8-19P94-41	600	6,80	19,05	41,87

Partes dos modelos numéricos de diâmetros  $D = 400 \text{ mm}$  e  $D = 600 \text{ mm}$  estão apresentadas na Figura 6.15a e Figura 6.15b, respectivamente. Observa-se que se utilizou uma elevada quantidade de elementos finitos nos modelos numéricos, principalmente para o modelo  $D = 600 \text{ mm}$ . Os modelos  $D = 400 \text{ mm}$  e  $D = 600 \text{ mm}$  foram constituídos por 70.853 elementos e 98.322 elementos, respectivamente. Evidentemente, os tempos de processamento desses modelos foram os mais elevados dentre todos os analisados neste trabalho.

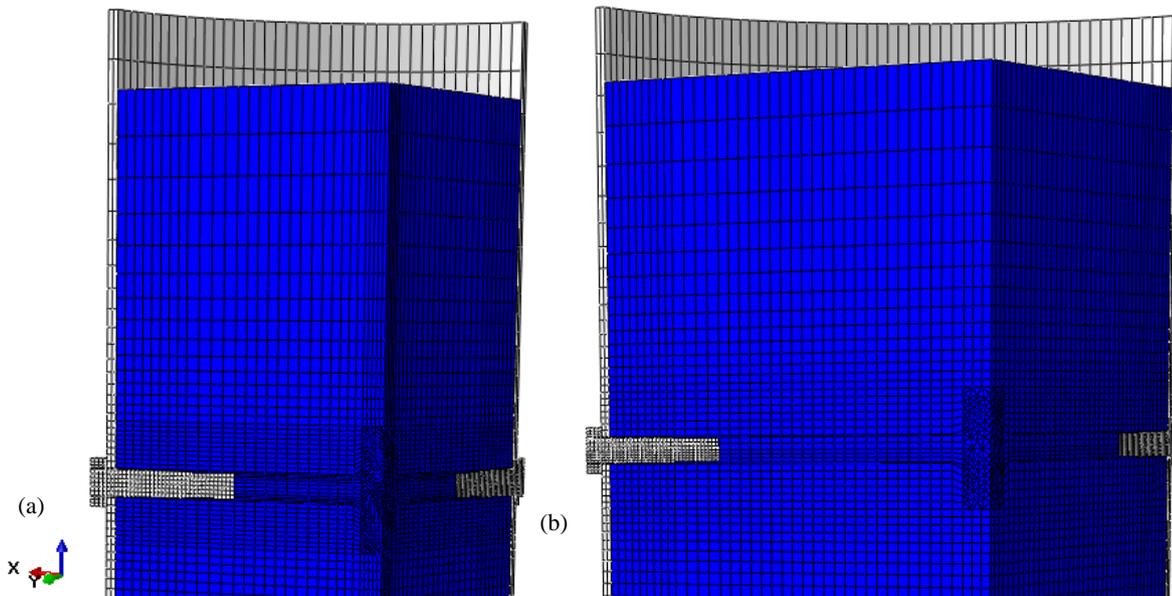


Figura 6.15 - Representação do modelo numérico: (a) Diâmetro  $D = 400 \text{ mm}$ ; (b)  $D = 600 \text{ mm}$

A Figura 6.16 apresenta os resultados obtidos a partir da variação do diâmetro ( $D$ ) e na Tabela 6-12 estão apresentados os valores numéricos de força máxima ( $P_{m\acute{a}x}$ ), força máxima por conector ( $P_{m\acute{a}x,con}$ ), e os deslizamentos ( $\delta$ ) relativos à força máxima.

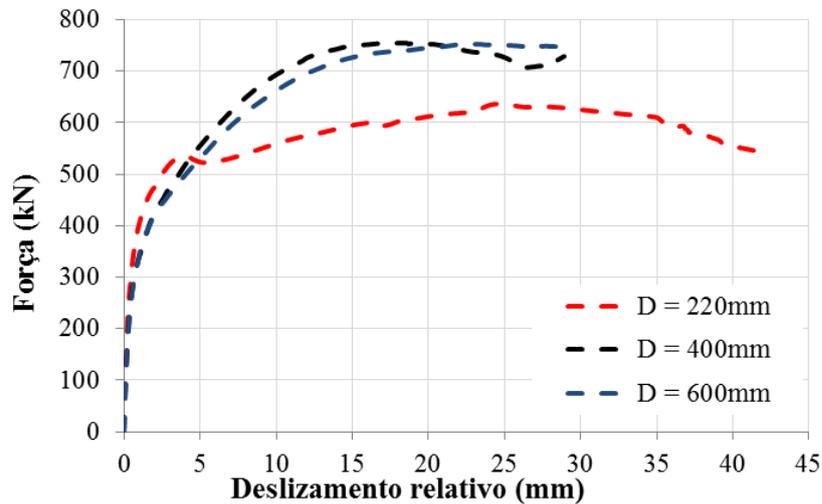


Figura 6.16 - Força versus deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do  $D$

Observa-se na Figura 6.16, que as curvas  $D = 400\text{ mm}$  e  $D = 600\text{ mm}$  apresentaram comportamentos similares: ambas as curvas apresentaram rigidez aproximada no início do carregamento e valores próximos de força máxima. Em contrapartida, a curva  $D = 220\text{ mm}$  apresentou rigidez inicial superior às demais curvas. Em seguida, próximo aos  $4\text{ mm}$  de deslizamento, a curva apresentou capacidade resistente inferior às demais curvas até o final da análise numérica. A Figura 6.16 apresenta a força máxima por conector a partir da variação do parâmetro  $D$ .

Tabela 6-12 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação do  $D$

<i>Modelos</i>	$P_{m\acute{a}x}$	$P_{m\acute{a}x,con}$	$\delta$
-	[kN]	[kN]	[mm]
F415-220T6,8-19P94-41	636,68	159,17	24,82
F415-400T6,8-19P94-41	754,45	188,61	18,59
F415-600T6,8-19P94-41	752,05	188,01	23,17

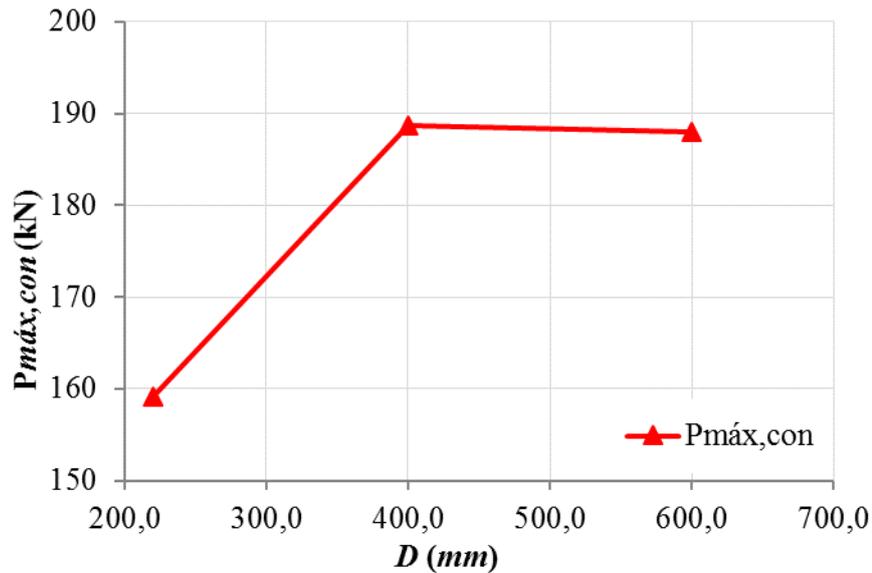


Figura 6.17 – Força máxima por conector a partir da variação do  $D$

Verifica-se na Tabela 6-12 e na Figura 6.17 que a elevação do diâmetro do aço do tubo não conduziu ao acréscimo da força resistida pelo conector. Essa afirmação é confirmada no modelo  $D = 400 \text{ mm}$ , cujo valor de  $P_{máx,con}$  foi superior ao valor correspondente ao modelo  $D = 600 \text{ mm}$ . Entretanto, os valores de deslizamento relativo apresentaram uma relação inversa: quanto maior a força máxima, menor o deslizamento relativo obtido nos modelos numéricos.

Outro ponto a se destacar na Figura 6.17, é que a curva se apresentou estável a partir do diâmetro  $D = 400 \text{ mm}$ . Os resultados numéricos apresentaram baixos índices de variação, sendo a diferença nos valores de força máxima, entre os modelos  $D = 400 \text{ mm}$  e  $D = 600 \text{ mm}$ , de 0,38%, evidenciando que foi desprezível o ganho da força resistida por conector a partir do diâmetro  $D = 400 \text{ mm}$ .

## 6.7 Estudo da influência da resistência ao escoamento do aço do tubo

Nesta seção é avaliada a influência da resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) do tubo. Na Tabela 6-13 estão descritos os modelos que foram analisados.

Tabela 6-13 - Modelos numéricos analisados a partir da variação do  $f_y$

<i>Modelos</i>	<i>D</i>	<i>t</i>	$\Phi_b$	$f_y$	$f_u$
-	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]
F250-220T6,8-19P94-41	220	6,80	19,05	250,00	400,00
F350-220T6,8-19P94-41	220	6,80	19,05	350,00	450,00
F415-220T6,8-19P94-41	220	6,80	19,05	415,00	569,50

A Figura 6.18 apresenta os resultados obtidos a partir da variação do  $f_y$  do tubo e na Tabela 6-14 estão apresentados os valores numéricos de força máxima ( $P_{m\acute{a}x}$ ), força máxima por conector ( $P_{m\acute{a}x,con}$ ) e os deslizamentos ( $\delta$ ) relativos à força máxima.

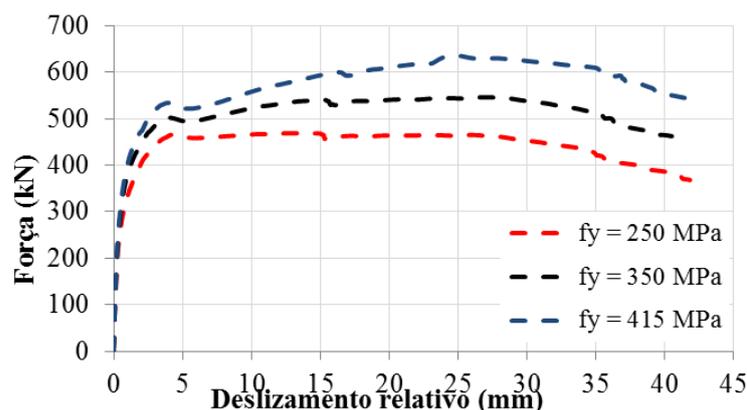


Figura 6.18 - Força *versus* deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação do  $f_y$

Observa-se na Figura 6.18, que a força máxima da curva  $f_y = 250$  MPa foi próxima de 450 kN. Em seguida, a curva se manteve praticamente constante até alcançar um deslizamento próximo aos 25 mm e, por último, a curva apresentou um ramo descendente até alcançar o final da análise numérica, próximo aos 380 kN de força última.

A curva  $f_y = 350$  MPa apresentou valores intermediários de força entre as demais curvas e sua força máxima foi próxima aos 27 mm de deslizamento. Após isso, a curva apresentou um ramo descendente até alcançar o final da análise numérica. Por último, a curva  $f_y = 415$  MPa proporcionou resultados numéricos acima das demais curvas, alcançando uma força máxima próximo aos 650 kN.

A Figura 6.19 apresenta a força máxima por conector a partir da variação do  $f_y$ . Nota-se na Tabela 6-14 e na Figura 6.19, que o aumento da resistência ao escoamento do aço do tubo conduziu ao aumento da capacidade resistente do conector. Observa-se que os deslizamentos relativos à força máxima não foram diretamente proporcionais ao aumento da resistência ao escoamento do aço do tubo, ver Tabela 6-14.

Tabela 6-14 - Resultados numéricos obtidos a partir da variação do  $f_y$

<i>Modelos</i>	$P_{m\acute{a}x}$	$P_{m\acute{a}x,con}$	$\delta$
-	[kN]	[kN]	[mm]
F250-220T6,8-19P94-41	469,96	117,49	15,24
F350-220T6,8-19P94-41	546,43	136,61	26,86
F415-220T6,8-19P94-41	636,68	159,17	24,82

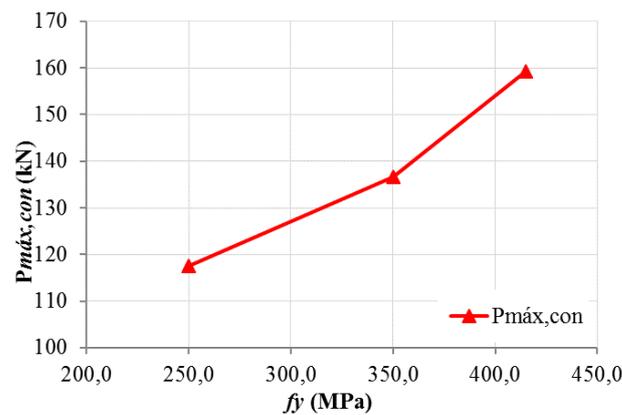


Figura 6.19 - Força máxima por conector a partir da variação do  $f_y$

A Figura 6.20 apresenta a variação das tensões de *von Mises*. A distribuição de tensões foi limitada ao valor da resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) do tubo. Observa-se que o modelo numérico apresentou escoamento generalizado na seção transversal do tubo localizada próxima aos conectores.

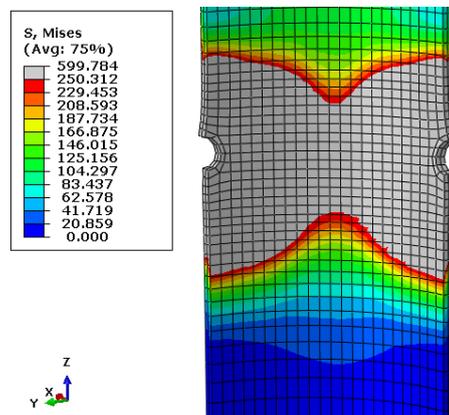


Figura 6.20 - Variação das tensões de *von Mises* no aço do tubo para o modelo numérico  $f_y = 250$  MPa

## 6.8 Estudo da influência da quantidade de níveis de instalação dos conectores

Buscando uma melhor compreensão dos ganhos de resistência promovidos pela ação dos conectores instalados em diferentes níveis nos PMPCs, foi realizado nesta seção um estudo simples para avaliar tal propósito. Esse estudo obedeceu aos padrões normativos da ABNT NBR 8800:2008 para o espaçamento mínimo inferior a seis vezes o diâmetro entre os eixos dos conectores. Na Figura 6.21 estão apresentados os modelos numéricos correspondentes aos conectores instalados em diferentes níveis. Na Tabela 6-15 estão descritos esses modelos.

Tabela 6-15 - Modelos numéricos analisados pela influência dos níveis dos conectores

<i>Modelos</i>	<i>D</i>	<i>t</i>	$\Phi_b$	<i>Níveis</i>
-	[mm]	[mm]	[mm]	-
1E415-220T6,8-19P94-41	220	6,80	19,05	1
2E415-220T6,8-19P94-41	220	6,80	19,05	2
3E415-220T6,8-19P94-41	220	6,80	19,05	3
4E415-220T6,8-19P94-41	220	6,80	19,05	4

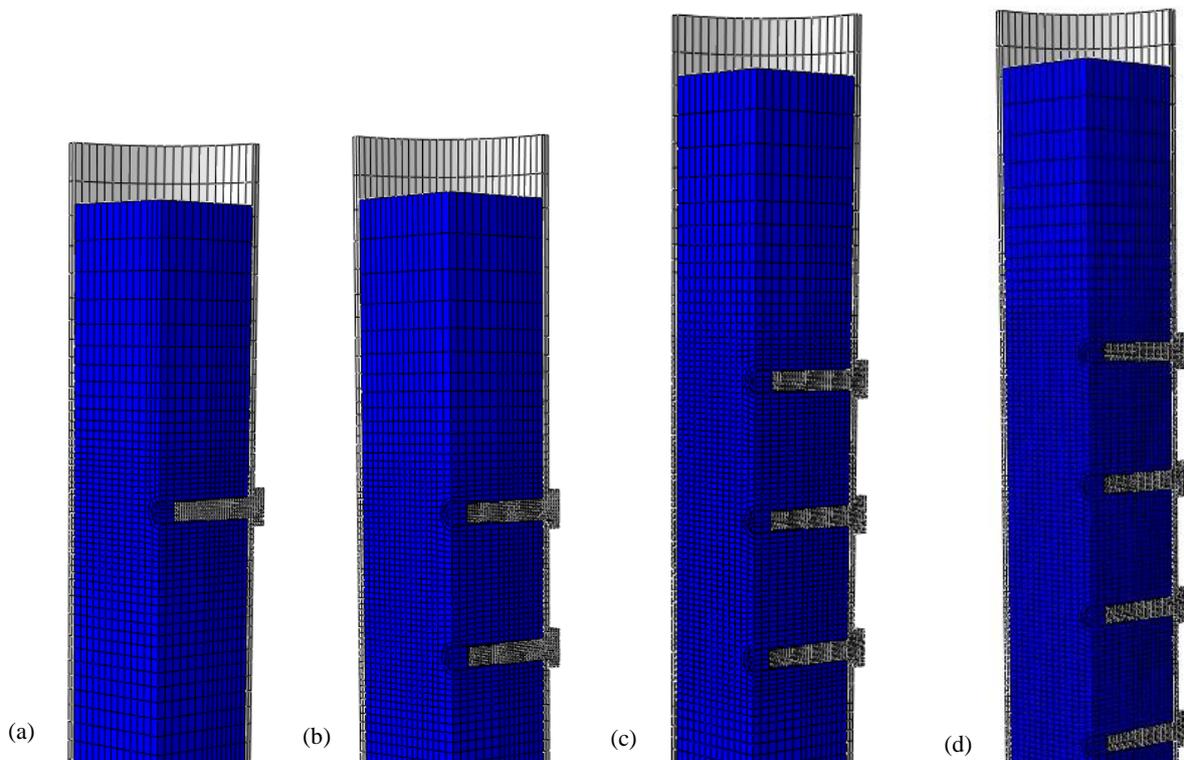


Figura 6.21 - Modelos numéricos analisados pela influência dos níveis: (a) 1 nível; (b) 2 níveis; (c) 3 níveis; (d) 4 níveis.

Na variação dos níveis, foi adotado o padrão de instalação dos conectores dos modelos da série E. Na Figura 6.22 estão apresentados os resultados numéricos obtidos pela variação dos níveis. O aumento da quantidade de níveis de conectores elevou a capacidade resistente dos modelos numéricos. Para deslizamentos relativos superiores aos 15 mm, todas as curvas se mantiveram praticamente estáveis.

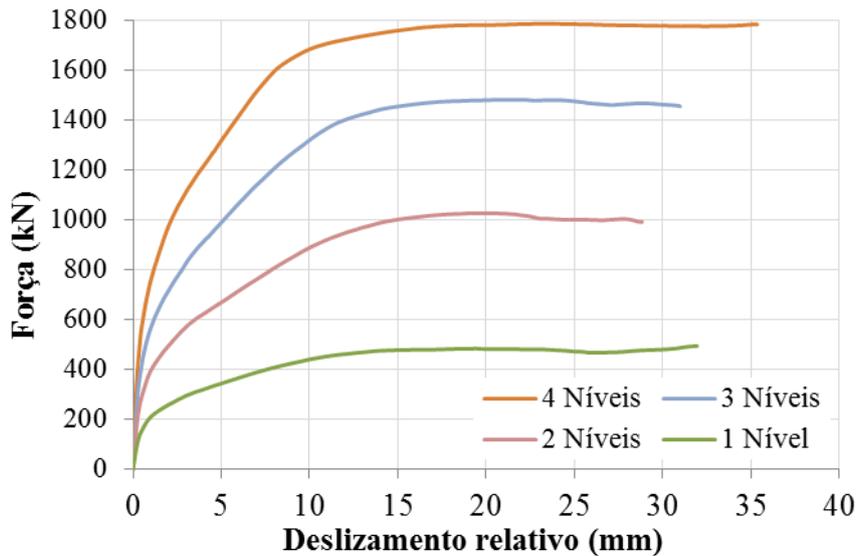


Figura 6.22 - Força *versus* deslizamento relativo dos modelos numéricos obtidos a partir da variação dos níveis em que os conectores foram instalados

Na Tabela 6-16 estão apresentados os valores de força máxima ( $P_{m\acute{a}x}$ ), força máxima por conector ( $P_{m\acute{a}x,con}$ ) e os deslizamentos ( $\delta$ ) relativos à força máxima. A Figura 6.23 apresenta a força máxima ( $P_{m\acute{a}x}$ ) e a força máxima por conector ( $P_{m\acute{a}x,con}$ ) a partir da variação da quantidade de níveis em que os conectores estão instalados.

Tabela 6-16 - Resultados obtidos dos modelos numéricos analisados pela influência dos níveis dos conectores

<i>Modelos</i>	$P_{m\acute{a}x}$	$P_{m\acute{a}x,con}$	$\delta$
-	[kN]	[kN]	[mm]
1E415-220T6,8-19P94-41	493,87	246,94	31,95
2E415-220T6,8-19P94-41	1026,23	256,56	26,86
3E415-220T6,8-19P94-41	1481,29	246,88	21,75
4E415-220T6,8-19P94-41	1785,44	223,18	23,39

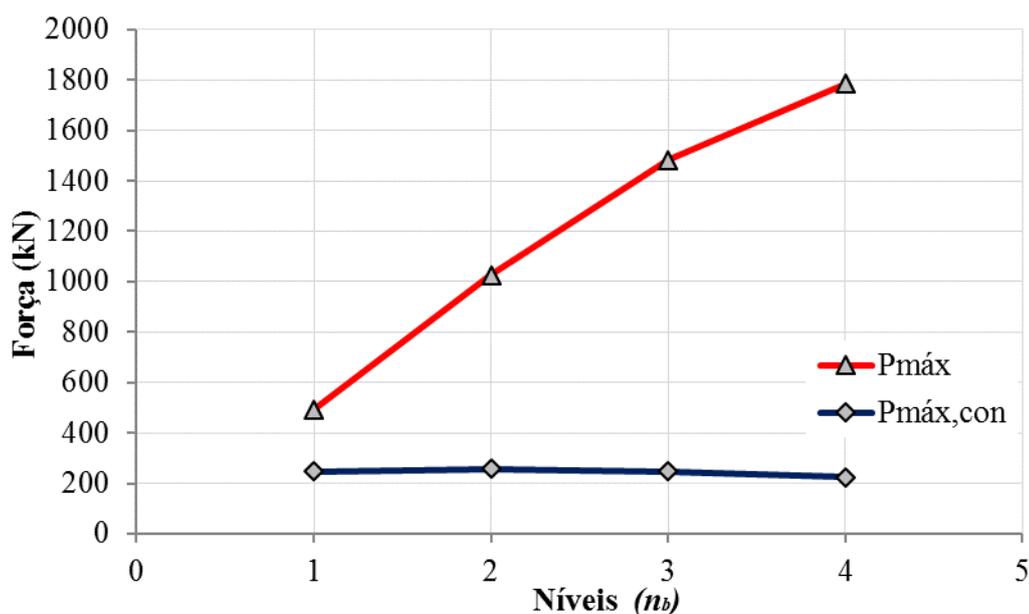
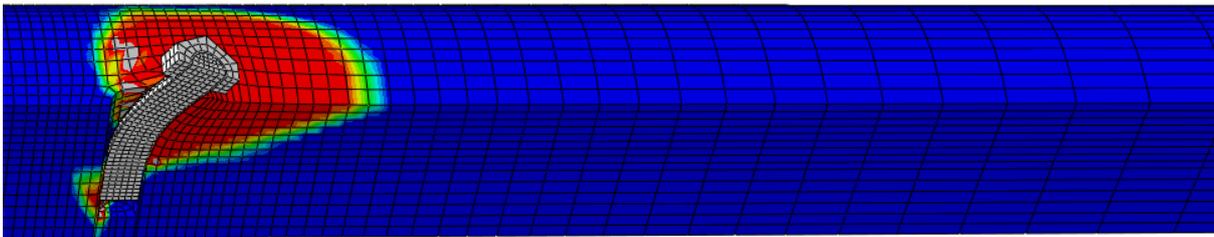
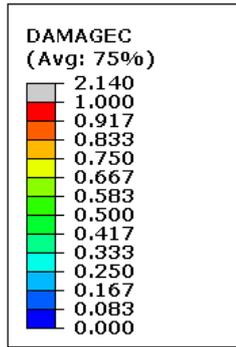


Figura 6.23 – Força total e força máxima por conector em função dos níveis

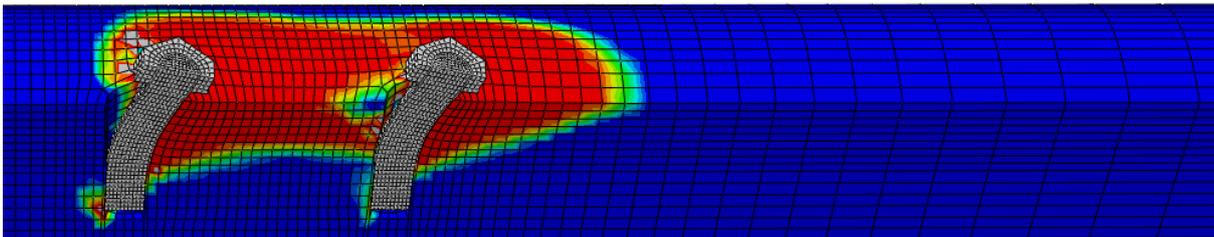
Verifica-se na Figura 6.23 que o aumento da quantidade de níveis de conectores conduziu ao aumento da força máxima ( $P_{máx}$ ) dos modelos numéricos. Nota-se na Tabela 6-16 que os deslizamentos correspondentes à força máxima não foram diretamente proporcionais a esse aumento.

Observa-se na Tabela 6-16 e a Figura 6.23, que a força máxima por conector ( $P_{máx,con}$ ) se manteve com valores entre 220 kN e 260 kN. A maior discrepância encontrada é aquela entre os modelos de quatro e dois níveis, da ordem de 13%.

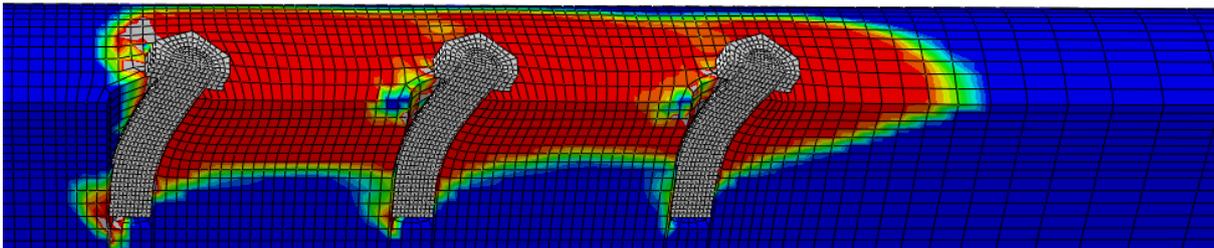
A Figura 6.24 apresenta o dano gerado no núcleo concreto por tensões de compressão no momento da força máxima obtida. Observa-se que o dano foi mais acentuado conforme se aumentou a quantidade de níveis de conectores. Nota-se que, para um único nível de conectores a transferência de forças para o núcleo de concreto ocorreu de forma mais localizada até o concreto apresentar degradação total da rigidez à compressão. Para dois níveis de conectores, foi verificado um volume maior de concreto solicitado por tensões de compressão. A lógica se manteve para três e quatro níveis de conectores.



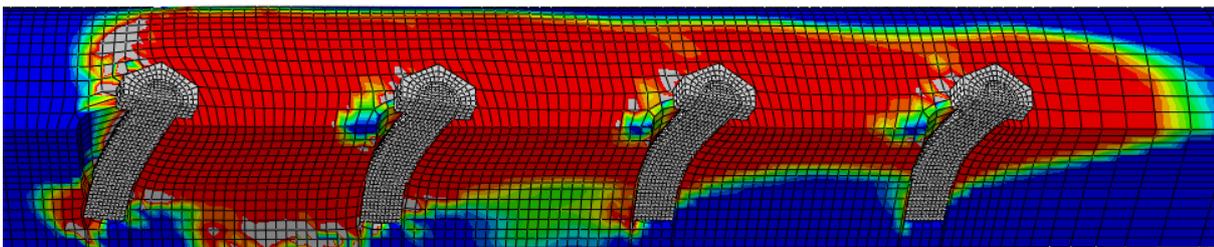
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.24 - Dano à compressão no concreto: (a) 1 nível; (b) 2 níveis; (c) 3 níveis; (d) 4 níveis.

A Figura 6.25 apresenta a variação das tensões de *von Mises*. A distribuição de tensões foi limitada ao valor da resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) do tubo. Para o modelo de um único nível, o tubo de aço apresentou escoamento localizado em regiões próximas à cabeça do conector. Para o modelo de dois níveis, o escoamento do tubo foi mais significativo, alcançando superfícies intermediárias entre os dois níveis de parafusos. Nos modelos subsequentes, o escoamento do aço do tubo se deu de forma generalizada, envolvendo toda seção transversal do tubo de aço em torno dos parafusos.

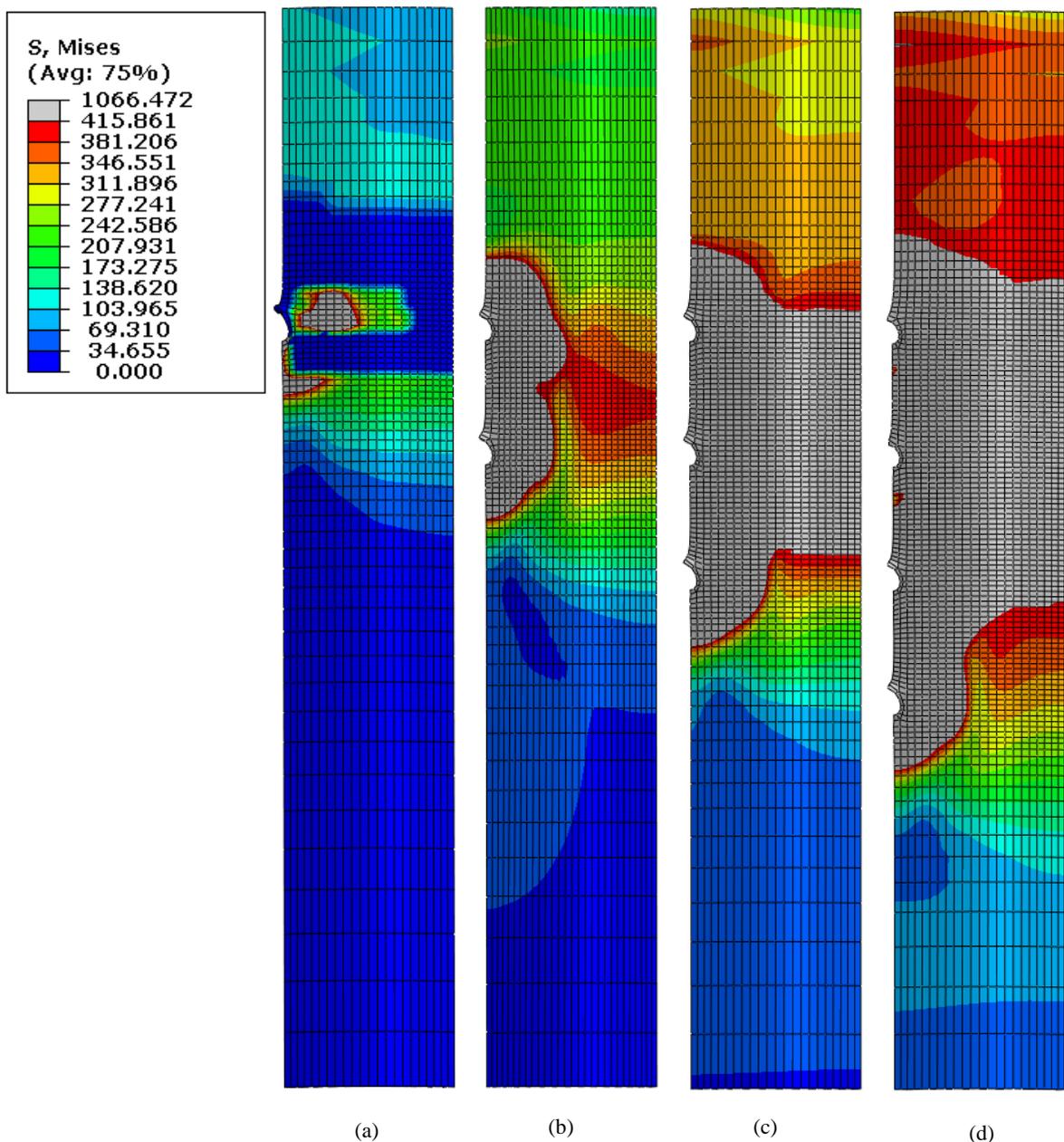


Figura 6.25 - Variação das tensões de von Mises no tubo de aço: (a) 1 nível; (b) 2 níveis; (c) 3 níveis; (d) 4 níveis.



# 7

## ESTUDO ANALÍTICO

### 7.1 Generalidades

O estudo analítico apresentado nesta seção foi desenvolvido a partir da observação do comportamento estrutural dos conectores parafusos nos modelos numéricos e experimentais. Os principais mecanismos de falha também são analisados com o objetivo de propor um novo modelo de cálculo dos parafusos em pilares mistos de aço e concreto.

## 7.2 Estudo analítico

Na Tabela 7-1 apresentam-se os resultados numéricos das forças máximas obtidas via MEF confrontados com os resultados da capacidade resistente isolada das partes dos modelos: (a) resistência à compressão do núcleo de concreto ( $A_c f_c$ ); (b) resistência à compressão do concreto confinado ( $A_c \sigma_{c,Rk}$ ); (c) resistência ao escoamento do aço do tubo ( $A_a f_y$ ); e (d) resistência a ruptura do aço do tubo ( $A_a f_u$ ). O valor de  $\sigma_{c,Rk}$  foi calculado conforme a Equação 2.3, tomando-se  $A_2/A_1$  igual a 4. Os valores dos coeficientes de ponderação foram considerados iguais à 1,0.

Tabela 7-1 - Comparação entre as resistências isoladas dos modelos numéricos

Modelo	MEF	Concreto		Tubo de aço		Razões				
		(a) $A_c f_c$	(b) $A_c \sigma_{c,Rk}$	(c) $A_a f_y$	(d) $A_a f_u$	MEF/ (a)	MEF/ (b)	MEF/ (c)	MEF/ (d)	
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	-	-	-	
F415-220T6,8-19P57-41	590	1401	2802	1891	2595	0,42	0,21	0,31	0,23	
F415-220T6,8-19P76-41	619	1401	2802	1891	2595	0,44	0,22	0,33	0,24	
F415-220T6,8-19P94-41	637	1401	2802	1891	2595	0,45	0,23	0,34	0,25	
F415-220T6,8-14P94-41	572	1401	2802	1891	2595	0,41	0,20	0,30	0,22	
F415-220T6,8-22P94-41	674	1401	2802	1891	2595	0,48	0,24	0,36	0,26	
F415-220T6,8-19P94-30	616	1004	2007	1891	2595	0,61	0,31	0,33	0,24	
F415-220T6,8-19P94-50	678	1673	3346	1891	2595	0,41	0,20	0,36	0,26	
F415-220T9,5-19P94-41	812	1329	2657	2607	3578	0,61	0,31	0,31	0,23	
F415-220T12,5-19P94-41	851	1250	2501	3382	4641	0,68	0,34	0,25	0,18	
F250-220T6,8-19P94-41	470	1401	2802	1139	1823	0,34	0,17	0,41	0,26	
F350-220T6,8-19P94-41	546	1401	2802	1595	2051	0,39	0,20	0,34	0,27	
F415-400T6,8-19P94-41	754	4910	9819	3488	4786	0,15	0,08	0,22	0,16	
F415-400T6,8-19P133-41	747	4910	9819	3488	4786	0,15	0,08	0,21	0,16	
F415-400T6,8-19P171-41	761	4910	9819	3488	4786	0,15	0,08	0,22	0,16	
F415-600T6,8-19P94-41	752	11308	22615	5262	7221	0,07	0,03	0,14	0,10	
1E415-220T6,8-19P94-41	494	1408	2816	1891	2595	0,35	0,18	0,26	0,19	
2E415-220T6,8-19P94-41	1026	1408	2816	1891	2595	0,73	0,36	0,54	0,40	
3E415-220T6,8-19P94-41	1481	1408	2816	1891	2595	1,05	0,53	0,78	0,57	
4E415-220T6,8-19P94-41	1785	1401	2816	1891	2595	1,27	0,63	0,94	0,69	
						<b>Média</b>	0,48	0,24	0,37	0,27

Para a razão MEF/(a), nota-se que os modelos 3E415-220T6,8-19P94-41 e 4E415-220T6,8-19P94-41, apresentaram resultados numéricos acima da capacidade resistente isolada do núcleo de concreto ( $A_c f_c$ ), cujas razões foram 1,05 e 1,27, respectivamente. Todavia, a condição mais favorável para pilares mistos preenchidos com concreto, é considerar o confinamento do concreto nos cálculos analíticos. Assim, ao avaliar os resultados pela razão MEF/(b), observa-se que, quando se leva em conta o concreto confinado ( $A_c \sigma_{c,Rk}$ ), os modelos 3E415-220T6,8-19P94-41 e 4E415-220T6,8-19P94-41 apresentaram razões de 0,53 e 0,63, respectivamente.

Analisando as relações MEF/(c) e MEF/(d), referentes ao escoamento e ruptura do aço do tubo, obteve-se a razão mínima de 0,10 na resistência a ruptura do aço do tubo e máxima de 0,94 na resistência ao escoamento do aço do tubo. A razão de 0,94 é referente ao modelo que possui conectores instalados em quatro níveis.

Na Tabela 7-2 estão apresentados os resultados obtidos por meio do estudo paramétrico desenvolvido no Capítulo 6. Observa-se que esses resultados foram confrontados com as capacidades resistentes teóricas de cálculo do conector, prescritas na norma ABNT NBR 16239:2013. Conforme recomendado pela norma, considerou-se o valor da capacidade resistente teórica do conector ( $P_{teo}$ ) o menor valor encontrado dentre os possíveis mecanismos de falha (i.e. concreto, cisalhamento do parafuso e esmagamento da parede do tubo).

Os resultados apresentados na Tabela 7-2 correspondem ao valor da resistência de um conector isolado no PMPC. Os coeficientes de ponderação foram considerados iguais à 1,0. Os campos marcados pela cor cinza correspondem ao mecanismo de falha predominante no modelo analisado.

Tabela 7-2 - Comparação das resistências analíticas da ABNT NBR 162239:2013 pelos valores obtidos por MEF

<i>Modelo</i>	<b>ABNT NBR 16239:2013</b>				<i>P<sub>teo</sub></i>	<i>MEF</i>	<i>P<sub>teo</sub>/MEF</i>
	<i>Concreto</i>		<i>Cisalhamento no conector</i>	<i>Esmagamento parede do tubo</i>			
	$l_b \phi_b \sigma_{c,Rk}$	$5 \phi_b^2 \sigma_{c,Rk}$	$0,4\pi \frac{\phi_b^2 f_{ub}}{\gamma_{a2}}$	$2,4 \phi_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$			
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-
F415-220T6,8-19P57-41	80,30	151,89	107,13	177,12	80,30	147,57	0,54
F415-220T6,8-19P76-41	110,68	151,89	107,13	177,12	107,13	154,84	0,69
F415-220T6,8-19P94-41	138,28	151,89	107,13	177,12	107,13	159,17	0,67
F415-220T6,8-14P94-41	103,09	84,43	59,55	132,05	59,55	142,99	0,42
F415-220T6,8-22P94-41	164,95	216,13	152,44	211,28	152,44	168,55	0,90
F415-220T6,8-19P94-30	99,08	108,83	107,13	177,12	99,08	154,02	0,64
F415-220T6,8-19P94-50	165,13	181,38	107,13	177,12	107,13	169,62	0,63
F415-220T9,5-19P94-41	133,97	151,89	107,13	247,31	107,13	202,96	0,53
F415-220T12,5-19P94-41	129,19	151,89	107,13	325,41	107,13	212,65	0,50
F250-220T6,8-19P94-41	138,28	151,89	107,13	124,40	107,13	117,49	0,91
F350-220T6,8-19P94-41	138,28	151,89	107,13	139,95	107,13	136,61	0,78
F415-400T6,8-19P94-41	138,28	151,89	107,13	177,12	107,13	188,61	0,57
F415-400T6,8-19P133-41	201,83	151,89	107,13	177,12	107,13	186,85	0,57
F415-400T6,8-19P171-41	262,60	151,89	107,13	177,12	107,13	190,19	0,56
F415-600T6,8-19P94-41	138,28	151,89	107,13	177,12	107,13	188,01	0,57
1E415-220T6,8-19P94-41	138,97	152,65	107,13	177,12	107,13	246,94	0,43
2E415-220T6,8-19P94-41	138,97	152,65	107,13	177,12	107,13	256,56	0,42
3E415-220T6,8-19P94-41	138,97	152,65	107,13	177,12	107,13	246,87	0,43
4E415-220T6,8-19P94-41	138,97	152,65	107,13	177,12	107,13	223,18	0,48
<b>Média</b>							0,59
<b>CV</b>							0,25

Observa-se na Tabela 7-2, que os resultados analíticos, respaldados pela ABNT NBR 16239:2013, apresentaram-se conservadores em relação aos resultados obtidos numericamente. A média das razões entre o resultado da norma e o numérico foi de 0,59, com variações mínimas e máximas de 0,42 e 0,91, respectivamente. Esses números indicam que, apesar do conservadorismo mantido em todas as amostras, existe uma parcela considerável de variação dos valores em torno da média.

O coeficiente de variação (CV) é o indicador responsável por aferir e comparar as medidas relativas de dispersão em torno da média dos resultados. Zamberlan (2008) afirma que uma distribuição de resultados é homogênea quando a variabilidade relativa do CV não ultrapassa 0,20. Evidentemente, à medida que esse coeficiente aumenta, perde-se o grau de homogeneidade na distribuição dos resultados da amostragem. Por meio dos resultados expressos na Tabela 7-2, observa-se no modelo de cálculo da norma ABNT 16239:2013 que o valor do CV foi de 0,25, indicando que os resultados analíticos frente aos numéricos apresentam baixo grau de homogeneidade entre as amostras.

Em face a essas observações, constata-se a necessidade de propor novas formulações de cálculo e/ou sugerir alterações nas expressões de cálculo da ABNT NBR 16239:2013.

### 7.3 Desenvolvimento de um modelo de cálculo

A partir da análise do comportamento estrutural dos conectores nos modelos numéricos e experimentais, foi possível propor um modelo de cálculo da capacidade resistente dos parafusos no interior do núcleo de concreto dos PMPCs. As considerações teóricas do modelo de cálculo estão apresentadas na Figura 7.2 e Figura 7.1.

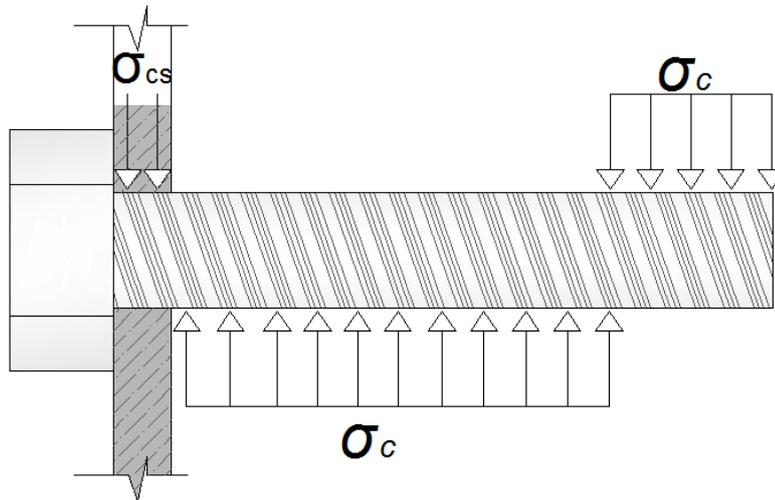


Figura 7.2 - Representação das tensões atuantes no parafuso

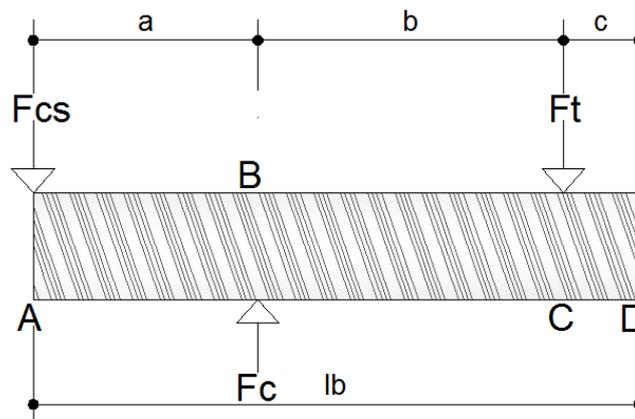


Figura 7.1 - Representação das forças resultantes das tensões atuantes no fuste do parafuso

No desenvolvimento do modelo de cálculo, a força  $F_{cs}$  foi considerada atuando na seção do fuste localizada no plano que passa pela face interna do tubo de aço. O modelo de cálculo é previsto para o dimensionamento do conector quando se avalia, exclusivamente, o mecanismo de falha no núcleo de concreto, uma vez que, durante as observações numéricas, a ruptura e esmagamento do concreto foi o mecanismo de falha predominante.

Para consideração do concreto confinado na região de contato do fuste do conector, foi utilizada a Equação 7.1, apresentada na norma EN 1994-1-1:2004, *Section 6.7.4.2*. Essa equação é capaz de prever o efeito do confinamento local do concreto em regiões parcialmente carregadas.

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + n_{cL} \frac{t}{D} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (7.1)$$

onde:  $n_{cL}$  é o fator de confinamento, para seções quadradas  $n_{cL} = 3,5$ , para seções circulares  $n_{cL} = 4,9$ ;  $A_1$  é a área de concreto carregada abaixo do fuste do parafuso (área de contato), a qual, neste trabalho, será definida durante o desenvolvimento do modelo de cálculo;  $A_c$  é a área da seção transversal do concreto avaliada para o conector; a razão  $\frac{A_c}{A_1}$  deve ser  $\leq 20$ .

Analisando a Figura 7.2 e Figura 7.1, observa-se que a força resultante transferida ( $F_c + F_t$ ) ao longo do fuste do conector é definida pela Equação 7.2.

$$F_c + F_t = l_b \phi_b \sigma_{c,Rd} \quad (7.2)$$

onde:  $l_b$  é o comprimento líquido do fuste, descontando-se a espessura do tubo;

Ao desenvolver-se as equações de equilíbrio no fuste do conector, têm-se:

$$\begin{aligned} \sum M_c &= 0 \\ F_c b - F_{cs}(a + b) &= 0 \rightarrow F_{cs} = \frac{F_c b}{(a + b)} \end{aligned} \quad (7.3)$$

$$\begin{aligned} \sum F &= 0 \\ F_{cs} &= F_c - F_t \end{aligned} \quad (7.4)$$

Da Figura 7.1, têm-se:

- O comprimento total do fuste pode ser definido como:

$$a + b + c = l_b \rightarrow a + c = l_b - b \quad (7.5)$$

- A força  $F_t$  transferida do fuste do parafuso ao concreto pode ser definida como:

$$F_t = 2c\phi_b\sigma_{c,Rd} \quad (7.6)$$

- A força  $F_c$  transferida do fuste do parafuso ao concreto pode ser definida como:

$$F_c = 2a\phi_b\sigma_{c,Rd} \quad (7.7)$$

- A distância entre as linhas de ação da força  $F_c$  e  $F_T$  é:

$$b = a + c \quad (7.8)$$

Substituindo Eq. 7.8 na Eq. 7.5, obtém-se:

$$b = l_b - b \rightarrow 2b = l_b \rightarrow b = l_b/2 \quad (7.9)$$

Substituindo Eq. 7.9 na Eq. 7.8, obtém-se:

$$a = l_b/2 - c \quad (7.10)$$

Substituindo Eq. 7.10 na Eq. 7.7, obtém-se:

$$F_c = 2(l_b/2 - c)\phi_b\sigma_{c,Rd} \quad (7.11)$$

Substituindo Eq. 7.6 e Eq. 7.11 na Eq. 7.4, obtém-se:

$$F_{cs} = 2(l_b/2 - c)\phi_b\sigma_{c,Rd} - 2c\phi_b\sigma_{c,Rd} \rightarrow F_{cs} = (l_b - 4c)\phi_b\sigma_{c,Rd} \quad (7.12)$$

Substituindo Eq. 7.9, Eq. 7.11 e Eq. 7.5 na Eq. 7.3, obtém-se:

$$F_{CS} = \frac{2\left(\frac{l_b}{2}-c\right)\phi_b\sigma_{c,Rd}\left[\frac{l_b}{2}\right]}{(l_b-c)} = \frac{\left(\frac{l_b}{2}-c\right)\phi_b\sigma_{c,Rd}\left[l_b\right]}{(l_b-c)} \quad (7.13)$$

Igualando a Eq. 7.12 em 7.13, têm-se:

$$(l_b - 4c)\phi_b\sigma_{c,Rd} = \frac{\left[\left(\frac{l_b}{2} - c\right)\phi_b\sigma_{c,Rd}\right]l_b}{(l_b - c)} \rightarrow (l_b - c)(l_b - 4c)\phi_b\sigma_{c,Rd} = \left(\frac{l_b}{2} - c\right)\phi_b\sigma_{c,Rd}l_b$$

$$l_b^2 - 4cl_b - cl_b + 4c^2 = \frac{l_b^2}{2} - cl_b \rightarrow 4c^2 - 4l_b c + \frac{l_b^2}{2} = 0$$

Assim, a variável comprimento  $c$ , pode ser obtida por uma equação do 2º grau:

$$4c^2 - 4l_b c + \frac{l_b^2}{2} = 0 \quad (7.14)$$

Dessa forma, têm-se:

$$c' \approx 0,85l_b \text{ e } c'' \approx 0,15l_b$$

Observa-se na Figura 7.3, que tem por base as observações experimentais e numéricas, que o comprimento do fuste utilizado para transferência da força  $F_b$ , é significativamente menor do que o comprimento de transferência da força  $F_c$ . Assim, a variável comprimento  $c$  deve ser mais próxima do valor:

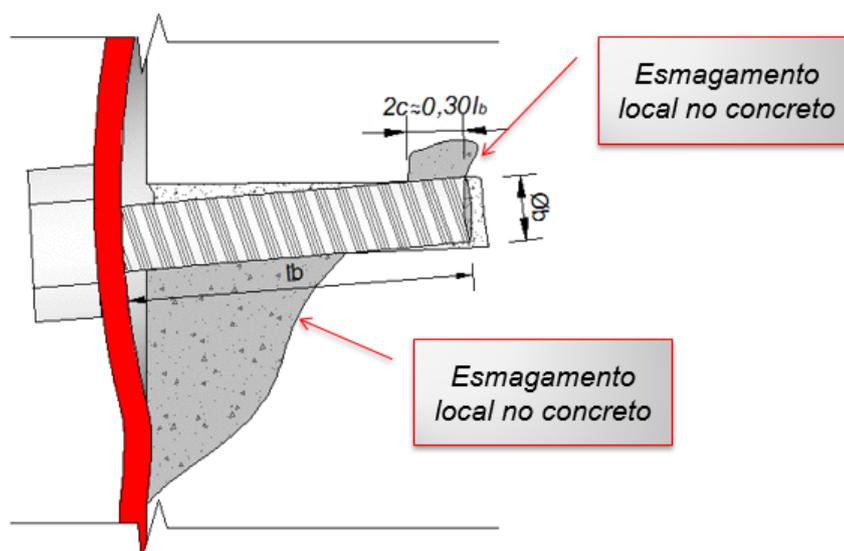


Figura 7.3 - Representação do comprimento do conector que promove tensões de tração na seção transversal de instalação dos conectores

$$c = 0,15l_b \quad (7.15)$$

Resumidamente, as principais equações desenvolvidas no modelo de cálculo, são:

$$F_{cs} = \frac{F_c b}{(a + b)} \quad (7.3)$$

$$F_c = 2a\phi_b\sigma_{c,Rd} \quad (7.7)$$

$$a = l_b/2 - c \quad (7.10)$$

$$b = l_b/2 \quad (7.9)$$

$$c = 0,15l_b \quad (7.15)$$

Substituindo Eq. 7.15 na Eq. 7.10, obtém-se:

$$a = 0,35l_b \quad (7.16)$$

Substituindo Eq. 7.9 e Eq. 7.16 na Eq. 7.3, obtém-se:

$$F_{cs} = \frac{F_c 0,50l_b}{0,85l_b} \rightarrow \frac{10F_c}{17} \quad (7.17)$$

Substituindo Eq. 7.16 na Eq. 7.7, obtém-se:

$$F_c = 0,70l_b\phi_b\sigma_{c,Rd} \quad (7.18)$$

Substituindo Eq. 7.18 na Eq. 7.17, obtém-se:

$$F_{cs} = \frac{10(0,70l_b\phi_b\sigma_{c,Rd})}{17} \rightarrow \frac{7l_b\phi_b\sigma_{c,Rd}}{17} \rightarrow 0,4118l_b\phi_b\sigma_{c,Rd} \cong 0,42l_b\phi_b\sigma_{c,Rd} \quad (7.19)$$

## 7.4 Análise dos Resultados

Na Tabela 7-3, estão apresentados os modelos de cálculo que consideram a falha no concreto, são eles: modelo de cálculo da norma ABNT 16239:2013, a formulação desenvolvida na seção 7.3.1 - Equação 7.19, o modelo proposto por Starossek e Falah (2008b) e, por último, o modelo proposto por Van Long *et al.* (2015). A Tabela 7-4 avalia os modelos paramétricos, levando em conta, unicamente, o mecanismo de falha no concreto e compara os resultados, por meio da razão entre os valores analíticos e os valores obtidos via MEF. A nomenclatura  $V_{Rkl}$  refere-se aos resultados analíticos do mecanismo de falha no concreto.

Tabela 7-3 - Modelos de cálculo analisados neste trabalho, considerando a falha no concreto

<i>Modelo de Cálculo</i>	<i>Mecanismo de falha</i>
	<i>Esmagamento do Concreto</i>
-	-
ABNT NBR 16239:2013	$\min \left( \begin{matrix} 5\phi_b^2 \sigma_{c,Rd} \\ l_b \phi_b \sigma_{c,Rd} \end{matrix} \right)^*$
Presente trabalho	$0,42 l_b \phi_b \sigma_{c,Rd}^{**}$
Starossek e Falah (2008b)	$A_1 f_{ck} \frac{1}{\gamma_c} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_1}}$
Van Long <i>et al.</i> (2015)	$2,5 \phi_b^2 \sigma_{c,Rd}^{**}$

\*)  $\sigma_{c,Rd}$  calculado conforme a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008;

\*\*)  $\sigma_{c,Rd}$  calculado conforme a norma europeia EN 1994-1-1:2004, Equação 7.1 do presente trabalho.

O modelo analítico de Van Long *et al.* (2015) foi desenvolvido especificamente para a previsão da capacidade resistente relacionada à falha no núcleo de concreto de pilares mistos de aço e concreto com parafusos passantes. Para prever o efeito do confinamento do concreto em regiões parcialmente carregadas, os autores adotaram a equação  $\sigma_{c,Rd}$  recomendada pela norma EN 1994-1-2004, Equação 7.1 do presente trabalho. Entretanto, segundo a metodologia de cálculo idealizada pelos autores, o comprimento ativo do fuste dos parafusos passantes ( $l_{act}$ ), quando acionado para transferência de forças, é definido segundo a Equação 7.20. Em virtude disso, na Equação 7.1, Van Long *et al.* (2015) assumem que o valor da área de contato  $A_1$  seja igual a  $l_{act} \phi_b$ , e o valor de  $A_c$ , permaneça conforme a recomendação normativa.

$$l_{act} = 2,5 \phi_b \quad (7.20)$$

Neste trabalho, o comprimento ativo ( $l_{act}$ ) foi considerado como o comprimento do fuste do parafuso que, quando acionado, atua sobre o concreto confinado, proporcionando altos níveis de tensão de compressão na região abaixo do conector. Assim, por definição, o comprimento ativo ( $l_{act}$ ) não deve ser superior ao comprimento líquido do fuste ( $l_b$ ).

No modelo de cálculo do presente trabalho, foi avaliada a influência da variação do comprimento  $l_b$  do conector parafuso. Os resultados analíticos mostraram que o modelo de cálculo se apresentou adequado para prever a capacidade resistente dos parafusos com comprimento  $l_b$  menor ou igual a  $6\phi_b$ . Todavia, a norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 prescreve que o comprimento  $l_b$  do fuste deve ser, no máximo, de  $5\phi_b$ . Em virtude disso, para o modelo de cálculo proposto, optou-se em manter a recomendação da norma brasileira, quanto ao comprimento máximo do fuste.

O comprimento ativo ( $l_{act}$ ) do modelo de cálculo do presente trabalho pode ser obtido a partir da Equação 7.18. Nesta equação, observa-se que o comprimento ativo ( $l_{act}$ ) devido a força de compressão  $F_c$  é igual  $0,70l_b$ . Porém, como o modelo de cálculo do presente trabalho limita o valor de  $l_b$  a  $5\phi_b$ , o comprimento ativo ( $l_{act}$ ) passa a ser definido conforme a Equação 7.21. Em virtude disso, a área de contato carregada  $A_1$  passou a ser definida por  $l_{act}\phi_b = 0,70\text{mín}(l_b; 5\phi_b)\phi_b$  e o valor de  $A_c$  permaneceu conforme a recomendação normativa.

$$l_{act} = 0,70\text{mín}(l_b; 5\phi_b) \quad (7.21)$$

Tabela 7-4 - Comparação dos resultados analíticos com os resultados obtidos por MEF, considerando a falha no concreto

<i>Modelo</i>	<i>MEF</i>	<i>ABNT NBR 16239:2013</i>		<i>Presente Trabalho</i>		<i>Starossek e Falah (2008b)</i>		<i>Van Long et al. (2015)</i>	
		$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$	$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$	$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$	$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$
-	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-
F415-220T6,8-19P57-41	147,57	80,30	0,54	146,01	0,99	65,05	0,44	288,52	1,96
F415-220T6,8-19P76-41	154,84	110,68	0,71	171,42	1,11	89,66	0,58	288,52	1,86
F415-220T6,8-19P94-41	159,17	138,28	0,87	191,60	1,20	112,02	0,70	288,52	1,81
F415-220T6,8-14P94-41*	142,99	84,43	0,59	149,72	1,05	75,58	0,53	209,20	1,46
F415-220T6,8-22P94-41	168,55	164,95	0,98	206,00	1,22	133,62	0,79	344,17	2,04
F415-220T6,8-19P94-30	154,02	99,08	0,64	147,60	0,96	80,26	0,52	250,92	1,63
F415-220T6,8-19P94-50	169,62	165,13	0,97	206,47	1,22	133,77	0,79	310,91	1,83
F415-220T9,5-19P94-41	202,96	133,97	0,66	195,38	0,96	108,53	0,53	332,14	1,64
F415-220T12,5-19P94-41	212,65	129,19	0,61	183,89	0,86	104,66	0,49	312,61	1,47
F250-220T6,8-19P94-41*	117,49	138,28	1,18	145,87	1,24	112,02	0,95	219,66	1,87
F350-220T6,8-19P94-41	136,61	138,28	1,01	173,59	1,27	112,02	0,82	261,39	1,91
F415-400T6,8-19P94-41	188,61	138,28	0,73	232,49	1,23	112,02	0,59	310,10	1,64
F415-400T6,8-19P133-41	186,85	151,89	0,81	255,38	1,37	141,84	0,76	310,10	1,66
F415-400T6,8-19P171-41	190,19	151,89	0,80	255,38	1,34	161,79	0,85	310,10	1,63
F415-600T6,8-19P94-41	188,01	138,28	0,74	197,43	1,05	112,02	0,60	263,34	1,40
1E415-220T6,8-19P94-41	246,94	138,97	0,56	271,51	1,10	112,58	0,46	376,36	1,52
2E415-220T6,8-19P94-41	256,56	138,97	0,54	271,51	1,06	112,58	0,44	376,36	1,47
3E415-220T6,8-19P94-41	246,87	138,97	0,56	271,51	1,10	112,58	0,46	376,36	1,52
4E415-220T6,8-19P94-41	223,18	138,97	0,62	271,51	1,22	112,58	0,50	376,36	1,69
<b><i>Média</i></b>		-	0,73	-	1,13	-	0,61	-	1,69
<b><i>CV</i></b>		-	0,22	-	0,13	-	0,24	-	0,11

\*) Modelos que não apresentaram mecanismo de falha no concreto;

Analisando a Tabela 7-4, observa-se que as razões entre o modelo analítico da norma pelos valores obtidos via MEF apresentaram boa aproximação de resultados, cujos valores mínimos e máximos foram de 0,54 e 1,01, respectivamente. De modo geral, nota-se que a média dos resultados foi igual à 0,73 e o CV foi de 0,22, evidenciando que o modelo de cálculo que avalia a falha no concreto previsto pela ABNT NBR 16239:2013 apresentou uma variação considerável de resultados e, quase sempre, os resultados obtidos foram conservadores em relação aos numéricos.

Ao avaliar a razão entre o modelo de cálculo proposto – Equação 7.19 - pelos valores obtidos via MEF, observa-se que a média da amostragem foi de 1,13 e o valor de CV foi igual à 0,13, inferior, portanto, ao CV encontrado na norma brasileira. Pelo CV, verifica-se que a amostragem do modelo de cálculo proposto apresenta um melhor grau de homogeneidade nos resultados em relação à amostragem da norma brasileira.

De modo geral, observa-se que o modelo de cálculo proposto por Starossek e Falah (2008b) respondeu com boa aproximação de resultados, mantendo-se um considerável conservadorismo com valor médio da amostragem igual a 0,61 e o CV igual a 0,24. Ao avaliar-se a aplicação de Van Long *et al.* (2015) na Tabela 7-4, observa-se que, em todos casos, os resultados analíticos foram superiores aos valores obtidos via MEF, cuja a média da amostragem foi de 1,79. Esses resultados indicam que parafusos passantes levam a uma maior capacidade resistente, porém, têm desvantagens práticas e econômicas quanto às dimensões da seção transversal dos pilares que, por sua vez, são grandes.

Na Tabela 7-4, ao analisar os modelos numéricos que apresentaram falha no concreto, observa-se que alguns destes modelos apresentaram razão superior à 1,00, sinalizando que os resultados analíticos foram superiores aos resultados obtidos via MEF. Essa observação é plausível nos modelos de cálculo: Van Long *et al.* (2015); presente trabalho, seguindo a Equação 7.19; e, da norma ABNT NBR 16239:2013. Em virtude disso, foi realizado um ajuste estatístico em todos os modelos de cálculo apresentados na Tabela 7-4. O fator de ajuste foi proposto de modo que 95% dos resultados analíticos correspondentes à amostragem numérica fossem inferiores aos resultados obtidos via MEF. Assim, foi introduzido nas equações da Tabela 7-4 o fator de ajuste obtido na amostragem. Na Tabela 7-5 apresentam-se os ajustes introduzidos nas equações.

Tabela 7-5 - Fatores de ajuste introduzidos nos modelos de cálculo

<b>Modelo de Cálculo</b>	<b>Fator de ajuste</b>	<b>Esmagamento do Concreto</b>	
		<b>Sem Fator de Ajuste</b>	<b>Com Fator de Ajuste</b>
-	-		-
ABNT NBR 16239:2013	1,01	$\min \left( \begin{matrix} 5\phi_b^2 \sigma_{c,Rd} \\ l_b \phi_b \sigma_{c,Rd} \end{matrix} \right)$	$\min \left( 1,01 \begin{matrix} 5\phi_b^2 \sigma_{c,Rd} \\ l_b \phi_b \sigma_{c,Rd} \end{matrix} \right)$
Presente trabalho	0,73	$0,42 l_b \phi_b \sigma_{c,Rd}$	$0,30 l_b \phi_b \sigma_{c,Rd}$
Starossek e Falah (2008b)	1,18	$A_1 f_{ck} \frac{1}{\gamma_c} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_1}}$	$1,18 A_1 f_{ck} \frac{1}{\gamma_c} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_1}}$
Van Long <i>et al.</i> (2015)	0,50	$2,5 \phi_b^2 \sigma_{c,Rd}$	$1,25 \phi_b^2 \sigma_{c,Rd}$

A Tabela 7-6 compara os resultados analíticos, corrigidos pelos fatores de ajuste, com os resultados obtidos via MEF, quando se avalia a falha no concreto.

Tabela 7-6 - Comparação dos resultados analíticos, corrigidos pelos fatores de ajuste, com os resultados obtidos por MEF, considerando a falha no concreto

<i>Modelo</i>	<i>MEF</i>	<i>ABNT NBR 16239:2013</i>		<i>Presente Trabalho</i>		<i>Starossek e Falah (2008b)</i>		<i>Van Long et al. (2015)</i>	
		$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$	$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$	$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$	$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$
-	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-
F415-220T6,8-19P57-41	147,57	81,44	0,55	106,91	0,72	76,72	0,52	144,66	0,98
F415-220T6,8-19P76-41	154,84	112,25	0,72	125,52	0,81	105,75	0,68	144,66	0,93
F415-220T6,8-19P94-41	159,17	140,24	0,88	140,29	0,88	132,12	0,83	144,66	0,91
F415-220T6,8-14P94-41*	142,99	84,43	0,59	149,72	1,05	75,58	0,53	209,20	1,46
F415-220T6,8-22P94-41	168,55	167,29	0,99	150,83	0,89	157,60	0,94	172,57	1,02
F415-220T6,8-19P94-30	154,02	100,48	0,65	108,07	0,70	94,66	0,61	125,81	0,82
F415-220T6,8-19P94-50	169,62	167,47	0,99	151,18	0,89	157,77	0,93	155,89	0,92
F415-220T9,5-19P94-41	202,96	135,87	0,67	143,06	0,70	128,01	0,63	166,54	0,82
F415-220T12,5-19P94-41	212,65	131,02	0,62	134,64	0,63	123,44	0,58	156,74	0,74
F250-220T6,8-19P94-41*	117,49	138,28	1,18	145,87	1,24	112,02	0,95	219,66	1,87
F350-220T6,8-19P94-41	136,61	140,24	1,03	127,10	0,93	132,12	0,97	131,06	0,96
F415-400T6,8-19P94-41	188,61	140,24	0,74	170,23	0,90	132,12	0,70	155,48	0,82
F415-400T6,8-19P133-41	186,85	154,04	0,82	186,99	1,00	167,29	0,90	155,48	0,83
F415-400T6,8-19P171-41	190,19	154,04	0,81	186,99	0,98	190,82	1,00	155,48	0,82
F415-600T6,8-19P94-41	188,01	140,24	0,75	144,56	0,77	132,12	0,70	132,04	0,70
1E415-220T6,8-19P94-41	246,94	140,94	0,57	198,80	0,81	132,78	0,54	188,71	0,76
2E415-220T6,8-19P94-41	256,56	140,94	0,55	198,80	0,77	132,78	0,52	188,71	0,74
3E415-220T6,8-19P94-41	246,87	140,94	0,57	198,80	0,81	132,78	0,54	188,71	0,76
4E415-220T6,8-19P94-41	223,18	140,94	0,63	198,80	0,89	132,78	0,59	188,71	0,85
<b>Média</b>		-	0,74	-	0,83	-	0,72	-	0,85
<b>CV</b>		-	0,22	-	0,13	-	0,24	-	0,11

\*) Modelos que não apresentaram mecanismo de falha no concreto;

Observa-se na Tabela 7-6, que os ajustes aplicados nos modelos de cálculo analíticos possibilitaram uma melhor aproximação das razões, quando se compara com as razões obtidas na Tabela 7-4. Nota-se que o modelo de cálculo da norma ABNT NBR 16239:2013 apresentou pequena alteração de resultados, a média anterior apresentada na Tabela 7-4 foi de 0,73, enquanto que a média atualizada foi de 0,74, apresentando valores mínimos e máximos de 0,55 e 1,03, respectivamente.

Ao se analisar o modelo de cálculo proposto neste trabalho, verifica-se que a média da amostragem foi alterada de 1,13 para 0,76, indicando que, os resultados da Tabela 7-4, foram sensivelmente reduzidos. Ao comparar com o modelo de cálculo da norma, observa-se que a média dos resultados permaneceu superior à média dos resultados da norma e o coeficiente de variação obtido com os resultados ajustados foi de 0,13, fornecendo um grau de homogeneidade melhor na amostragem quando comparado com o CV da norma, cujo valor foi de 0,22.

No modelo de cálculo proposto por Starossek e Falah (2008b), verifica-se uma aproximação dos resultados numéricos pior do que os modelos da norma e o proposto. Os valores mínimos e máximos foram de 0,52 e 1,00, respectivamente. Para o modelo de cálculo elaborado por Van Long *et al.* (2015), quando se aplicou o fator de redução, observa-se que os resultados foram significativamente reduzidos, porém, ao comparar a formulação de Van Long *et al.* (2015) ajustada, com os demais modelos de cálculos ajustados, conclui-se que a formulação de Van Long *et al.* (2015) ajustada apresentou melhor grau de homogeneidade na amostragem,  $CV = 0,11$ . Na Tabela 7-7, apresentam-se o resumo dos modelos de cálculo discutidos e avaliados, corrigidos pelos fatores de ajuste, para prever a capacidade resistente dos conectores, avaliando todos os mecanismos de falha possíveis.

Tabela 7-7 - Modelos de cálculo analíticos, corrigidos pelos fatores de ajuste, considerando todos os mecanismos de falha

<i>Modelo de Cálculo</i>	<i>Mecanismos de falha</i>		
	<i>Esmagamento do Concreto</i>	<i>Cisalhamento no parafuso</i>	<i>Esmagamento da parede do tubo</i>
-	-	-	-
ABNT NBR 16239:2013	$\min \left( 1,01 \begin{cases} 5\phi_b^2 \sigma_{c,Rd} \\ l_b \phi_b \sigma_{c,Rd} \end{cases} \right)$	$0,4\pi \frac{\phi_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$	$2,4\phi_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$
Presente trabalho	$0,30l_b \phi_b \sigma_{c,Rd}$	$\alpha_v \frac{f_{ub} A_b}{\gamma_{a2}}$	$2,5\phi_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$
Starossek e Falah (2008b)	$1,18A_1 f_{ck} \frac{1}{\gamma_c} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_1}}$	$\frac{\pi \phi_b^2 0,8 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$	-
Van Long <i>et al.</i> (2015)	$1,25\phi_b^2 \sigma_{c,Rd}$	$\alpha_v \frac{f_{ub} A_b}{\gamma_{a2}}$	-

Observa-se na Tabela 7-7, que o modelo de cálculo de Van Long *et al.* (2015) desconsidera a falha pelo esmagamento da parede do tubo.

Para avaliação do cisalhamento no fuste do parafuso, os autores adotaram em seu trabalho a Equação 7.22, recomendada pela norma europeia EN 1993-1-8:2004, *Section 3.6.1*.

$$F_{V,Rd} = \alpha_v \frac{f_{ub} A_b}{\gamma_{a2}} \quad (7.22)$$

onde: segundo o EN 1993-1-8:2004, para o plano de cisalhamento passando na parte não roscada do fuste  $\alpha_v = 0,6$ ;  $f_{ub}$  é a resistência à ruptura do parafuso;  $A_b$  é a área da seção transversal do fuste submetida ao cisalhamento.

Para avaliação do coeficiente  $\alpha_v$  para fins de projeto, sugere-se que seja consultada a norma europeia EN 1993-1-8:2004, item 3.6.1. Este coeficiente está diretamente relacionado à posição do plano de cisalhamento no fuste e à resistência do parafuso. Recomenda-se, nos casos em que o comprimento roscado  $l_r$  é superior a 50% do comprimento líquido  $l_b$ , que o valor de  $\alpha_v$  seja reduzido para 0,5.

De maneira semelhante à Van Long *et al.* (2015), o modelo de cálculo desenvolvido por Starossek e Falah (2008b) contempla a falha no núcleo de concreto e a falha por cisalhamento do parafuso, desprezando a possibilidade do esmagamento da parede do tubo de aço.

No modelo de cálculo desenvolvido no presente trabalho, para o mecanismo de falha por cisalhamento no parafuso, adotou-se a Equação 7.22, recomendada pela norma europeia EN 1993-1-8:2004. Na amostragem avaliada neste trabalho, foi observado no estudo analítico que a utilização desta equação foi capaz de fornecer uma aproximação melhor dos resultados analíticos frente aos resultados numéricos. Em relação ao mecanismo de falha por esmagamento da parede do tubo, foi avaliada a equação prescrita na norma brasileira, e, posteriormente, avaliada a equação prescrita na norma europeia EN 1993-1-8:2004, Equação 7.23 do presente trabalho. Quando se avaliou o uso destas equações na amostragem analítica, foi observado que nenhum dos modelos, analiticamente, apresentaram falha por esmagamento da parede do tubo. Todavia, o modelo de cálculo proposto no presente trabalho, por conservadorismo, optou em utilizar a Equação 7.23, recomendada pela norma EN 1993-1-8:2004, *Section 3.6.1*.

$$F_{b,Rd} = 2,5 \phi_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}} \quad (7.23)$$

A Tabela 7-8 apresenta os resultados encontrados pelos modelos de cálculo propostos na Tabela 7-7, que leva em consideração todos os mecanismos de falha. Em cada modelo paramétrico, analisou-se qual o estado limite que forneceu o menor valor de capacidade resistente e comparou com os resultados obtidos via MEF.

Tabela 7-8 - Comparação dos resultados analíticos, corrigidos pelos fatores de ajuste, com os resultados obtidos por MEF, considerando todos os mecanismos de falha

<i>Modelos</i>	<i>MEF</i>	<i>ABNT NBR 16239:2013</i>		<i>Presente Trabalho</i>		<i>Starossek e Falah(2008b)</i>		<i>Van Long et al. (2015)</i>	
		$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$	$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$	$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$	$V_{RkI}$	$V_{RkI}/MEF$
-	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-
F415-220T6,8-19P57-41	147,57	81,44	0,55	106,91	0,72	76,72	0,52	144,66	0,98
F415-220T6,8-19P76-41	154,84	107,13	0,69	125,52	0,81	105,75	0,68	144,66	0,93
F415-220T6,8-19P94-41	159,17	107,13	0,67	140,29	0,88	132,12	0,83	144,66	0,91
F415-220T6,8-14P94-41	142,99	59,55	0,42	89,32	0,62	89,14	0,62	89,32	0,62
F415-220T6,8-22P94-41	168,55	152,44	0,90	150,83	0,89	157,60	0,94	172,57	1,02
F415-220T6,8-19P94-30	154,02	100,48	0,65	108,07	0,70	94,66	0,61	125,81	0,82
F415-220T6,8-19P94-50	169,62	107,13	0,63	151,18	0,89	157,77	0,93	155,89	0,92
F415-220T9,5-19P94-41	202,96	107,13	0,53	143,06	0,70	128,01	0,63	160,69	0,79
F415-220T12,5-19P94-41	212,65	107,13	0,50	134,64	0,63	123,44	0,58	156,74	0,74
F250-220T6,8-19P94-41	117,49	107,13	0,91	106,81	0,91	132,12	1,12	110,14	0,94
F350-220T6,8-19P94-41	136,61	107,13	0,78	127,10	0,93	132,12	0,97	131,06	0,96
F415-400T6,8-19P94-41	188,61	107,13	0,57	160,69	0,85	132,12	0,70	155,48	0,82
F415-400T6,8-19P133-41	186,85	107,13	0,57	160,69	0,86	167,29	0,90	155,48	0,83
F415-400T6,8-19P171-41	190,19	107,13	0,56	160,69	0,84	190,82	1,00	155,48	0,82
F415-600T6,8-19P94-41	188,01	107,13	0,57	144,56	0,77	132,12	0,70	132,04	0,70
1E415-220T6,8-19P94-41	246,94	107,13	0,43	160,69	0,65	132,78	0,54	160,69	0,65
2E415-220T6,8-19P94-41	256,56	107,13	0,42	160,69	0,63	132,78	0,52	160,69	0,63
3E415-220T6,8-19P94-41	246,87	107,13	0,43	160,69	0,65	132,78	0,54	160,69	0,65
4E415-220T6,8-19P94-41	223,18	107,13	0,48	160,69	0,72	132,78	0,59	160,69	0,72
<b>Média</b>		-	0,59	-	0,77	-	0,73	-	0,81
<b>CV</b>		-	0,25	-	0,14	-	0,26	-	0,16

Analisando a Tabela 7-8, observa-se que o modelo de cálculo fornecido na ABNT NBR 16239:2013 apresentou-se satisfatório na previsão da capacidade resistente dos parafusos, sendo que nenhum dos modelos analisados atingiu razão igual ou superior à 1,00. Entretanto, ao analisar os valores mínimos, verifica-se em alguns modelos uma folga de resultados superior aos 50% da capacidade resistente obtida numericamente. O valor médio obtido na amostragem foi de 0,59 e o valor de CV igual à 0,25. De modo geral, os resultados obtidos pelo modelo de cálculo da norma apresentaram-se conservadores em relação aos resultados numéricos.

Pelo modelo de cálculo proposto no presente trabalho, observa-se que os resultados analíticos foram conservadores em relação aos valores numéricos. A média obtida na amostragem foi igual a 0,77. Este valor, por sua vez, foi bem superior ao valor médio da amostragem do modelo de cálculo da norma, sinalizando que, em termos de valores médios, os resultados obtidos foram mais próximos aos numéricos quando comparado com o modelo de cálculo da norma. O valor do CV obtido foi inferior em relação aos outros valores de CV, conferido aos resultados um melhor grau de homogeneidade em todos os modelos de cálculo avaliados na amostragem,  $CV = 0,14$ .

O modelo de cálculo de Starossek e Falah (2008b) apresentou resultados próximos aos obtidos pelo modelo de cálculo da norma: alguns modelos apresentaram folga de resultados superior aos 50%; nenhum dos modelos paramétricos atingiram razão igual ou superior à 1,0; e o valor de CV foi igual à 0,26. Em linhas gerais, observa-se que foi mantido o conservadorismo dos resultados analíticos frente aos numéricos, porém, o valor de CV obtido foi superior em relação aos valores de CV dos demais modelos de cálculo, proporcionando um baixo grau de homogeneidade na amostragem.

O modelo de cálculo proposto por Van Long *et al.* (2015), corrigido pelo fator de ajuste, forneceu boa previsão da capacidade resistente dos parafusos, com o valor de CV igual à 0,16, e a média da amostragem igual a 0,81. Esses parâmetros indicam que a amostragem apresentou um bom grau de homogeneidade.

De modo geral, com os fatores de ajustes devidamente aplicados, observa-se que a amostragem apresentou uma melhora significativa para aproximação dos resultados analíticos frente aos numéricos.

Na Tabela 7-9 estão apresentadas as tensões de confinamento  $\sigma_{c,Rk}$ . Conforme citado anteriormente, a tensão  $\sigma_{c,Rk}$  do presente trabalho e de Van Long *et al.* (2015) foi calculada conforme a recomendação da norma europeia. A tensão  $\sigma_{c,Rk}$  de Starossek e Falah (2008b) foi definida como  $f_{ck} \frac{1}{\gamma_c} \sqrt{A_{c1}/A_1}$ , ver Tabela 7.3. Para o modelo de cálculo da norma brasileira, a tensão  $\sigma_{c,Rk}$  foi calculada conforme o item 6.6.5 da ABNT NBR 8800:2008, tomando-se  $A_2/A_1$  igual a 4. Em todos os casos, os valores dos coeficientes de ponderação foram considerados iguais à 1,0. Essa é uma análise complementar ao trabalho e visa investigar os níveis de tensão do concreto na região carregada pelo fuste dos conectores.

Tabela 7-9 - Tensão  $\sigma_{c,Rk}$  analisadas nos modelos de cálculo

<i>Modelos</i>	<i>ABNT NBR 16239:2013</i>	<i>Presente Trabalho</i>	<i>Starossek e Falah(2008b)</i>	<i>Van Long et al. (2015)</i>
	$\sigma_{c,Rk}$	$\sigma_{c,Rk}$	$\sigma_{c,Rk}$	$\sigma_{c,Rk}$
-	MPa	MPa	MPa	MPa
F415-220T6,8-19P57-41	83,74	369,79	67,84	318,14
F415-220T6,8-19P76-41	83,74	314,97	67,84	318,14
F415-220T6,8-19P94-41	83,74	281,80	67,84	318,14
F415-220T6,8-14P94-41	83,74	360,64	67,84	415,00
F415-220T6,8-22P94-41	83,74	253,99	67,84	266,70
F415-220T6,8-19P94-30	60,00	217,08	48,60	276,68
F415-220T6,8-19P94-50	100,00	303,67	81,00	342,83
F415-220T9,5-19P94-41	83,74	296,58	67,84	366,24
F415-220T12,5-19P94-41	83,74	289,47	67,84	344,70
F250-220T6,8-19P94-41	83,74	214,54	67,84	242,21
F350-220T6,8-19P94-41	83,74	255,30	67,84	288,23
F415-400T6,8-19P94-41	83,74	341,93	67,84	341,93
F415-400T6,8-19P133-41	83,74	341,93	67,84	341,93
F415-400T6,8-19P171-41	83,74	341,93	67,84	341,93
F415-600T6,8-19P94-41	83,74	290,37	67,84	290,37
1E415-220T6,8-19P94-41	84,16	399,32	67,84	415,00
2E415-220T6,8-19P94-41	84,16	399,32	67,84	415,00
3E415-220T6,8-19P94-41	84,16	399,32	67,84	415,00
4E415-220T6,8-19P94-41	84,16	399,32	67,84	415,00
<b><i>Média</i></b>	83,43	319,54	67,59	340,69

Analisando a Tabela 7-9, observa-se que a tensão  $\sigma_{c,Rk}$  do modelo de cálculo da norma apresentou resultados na ordem de  $2f_{ck}$ . Os valores mínimos e máximos foram 60 MPa e 100 MPa, respectivamente.

A tensão  $\sigma_{c,Rk}$  do modelo de cálculo de Starossek e Falah (2008b) apresentou resultados na ordem de  $1,62f_{ck}$ , com valores mínimos e máximos 48,60 MPa e 81,00 MPa, respectivamente. Os modelos de cálculo do presente trabalho e de Van Long *et al.* (2015), por estarem baseados na equação na norma europeia, forneceram valores de tensões  $\sigma_{c,Rk}$  superiores aos demais modelos de cálculo. O valor médio da amostragem da tensão  $\sigma_{c,Rk}$  do presente trabalho ficou um pouco abaixo da tensão  $\sigma_{c,Rk}$  do modelo de cálculo de Van Long *et al.* (2015). Sugere-se que a diferença entre os valores de  $\sigma_{c,Rk}$ , seja devido ao valor da área de contato  $A_1$  que, por sua vez, foi obtida com considerações teóricas diferentes, conforme relatado anteriormente.

Para verificação dos níveis de tensão no núcleo de concreto situado na região carregada pelo fuste do conector, foram selecionados aleatoriamente dois modelos numéricos para serem confrontados com os resultados analíticos, são eles: F415-220T6,8-19P94-50 e F415-220T6,8-19P94-41, ver Figura 7.4.

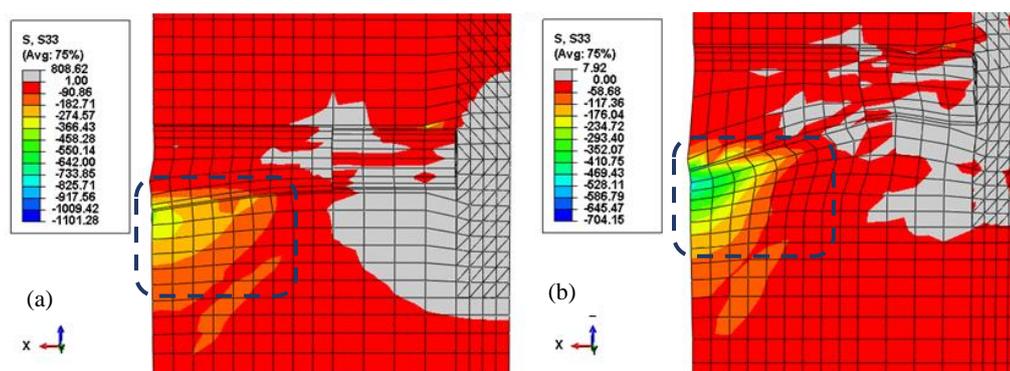


Figura 7.4 - Tensões S33 na direção do eixo Z nos modelos:  
(a) F415-220T6,8-19P94-50 (b) F415-220T6,8-19P94-41

Os modelos de cálculo avaliados buscam, analiticamente, prever a tensão de confinamento  $\sigma_{c,Rk}$  existente no núcleo de concreto situado na região carregada pelo fuste. Observa-se na Figura 7.4, que os modelos numéricos apresentaram valores elevados de tensões de compressão na região carregada abaixo do fuste do conector (delimitada pelas linhas tracejadas em cor azul), resultando no esmagamento local do concreto situado abaixo do fuste. É evidente que os valores elevados de tensão de compressão foram na região situada abaixo do fuste, próximo ao plano da face interna do tubo de aço. Essa região abaixo do fuste, pela aproximação analítica desenvolvida neste trabalho, refere-se ao comprimento ativo ( $l_{act}$ ) do fuste.

Dentre os modelos de cálculo avaliados na Tabela 7-9, ao comparar a tensão  $\sigma_{c,Rk}$  dos modelos analíticos (F415-220T6,8-19P94-50 e F415-220T6,8-19P94-41) com os níveis de tensão na região carregada pelo fuste, próximo ao plano da face interna do tubo de aço (Figura 7.4), observa-se que os valores de tensão  $\sigma_{c,Rk}$  dos modelos analíticos de cálculo do presente trabalho e Van Long *et al.* (2015) foram mais próximos aos valores de tensão  $\sigma_{c,Rk}$  dos modelos numéricos. Assim, essa análise complementar contribuiu para minorar as incertezas relacionadas ao comprimento do fuste do conector que carrega o núcleo de concreto com níveis elevados de tensão de compressão, durante o acionamento.

Por fim, na Tabela 7-10 apresentam-se os modelos de cálculo sugeridos para previsão da capacidade resistente dos conectores parafusos, são eles: as equações da norma ABNT NBR 16239:2013; o modelo de cálculo desenvolvido neste trabalho, corrigido pelo fator de ajuste; e, por último, o modelo de cálculo Van Long *et al.* (2015), corrigido pelo fator de ajuste. O modelo de cálculo de Starossek e Falah (2008b) foi desconsiderado da Tabela 7-10 pelo fato do mesmo ter apresentado baixo grau de homogeneidade na amostragem deste trabalho. Na Figura 7.5, Figura 7.6, Figura 7.7, Figura 7.8, Figura 7.9 e Figura 7.10 estão comparados os resultados analíticos obtidos pelos modelos de cálculo da Tabela 7-10 com os resultados obtidos via MEF.

Tabela 7-10 - Modelos de cálculo analíticos sugeridos, avaliando todos os mecanismos de falha

<i>Modelo de Cálculo</i>	<i>Mecanismos de falha</i>		
	<i>Esmagamento do Concreto</i>		<i>Esmagamento da parede do tubo</i>
-	-		-
ABNT NBR 16239:2013	$l_b \phi_b \sigma_{c,Rd}$	$5 \phi_b^2 \sigma_{c,Rd}$	$0,4 \pi \frac{\phi_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$
Presente trabalho	$0,30 l_b \phi_b \sigma_{c,Rd}$		$2,4 \phi_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$
Van Long <i>et al.</i> (2015)	$1,25 \phi_b^2 \sigma_{c,Rd}$		$\alpha_v \frac{f_{ub} A_b}{\gamma_{a2}}$

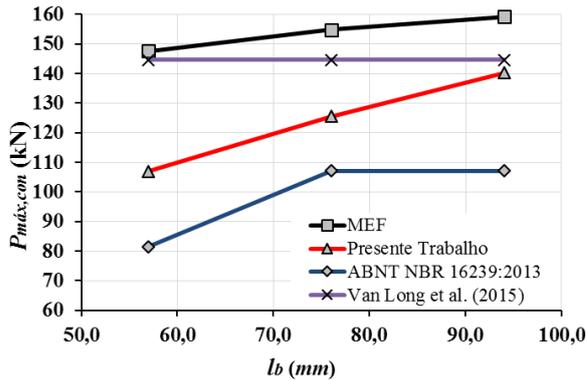


Figura 7.5 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do  $l_b$

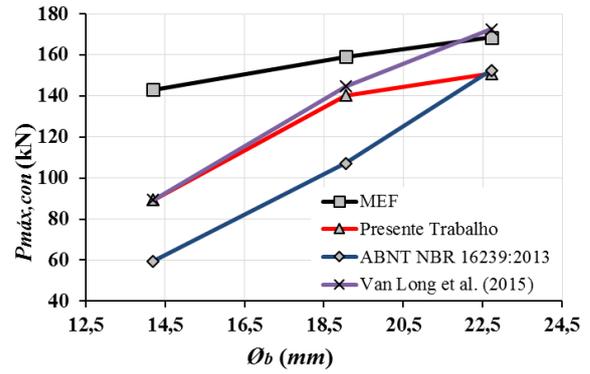


Figura 7.6 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do  $\varnothing_b$

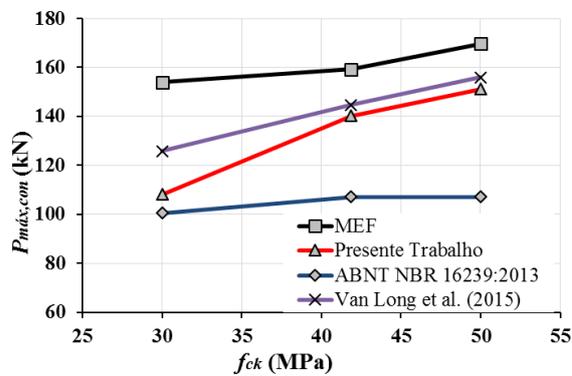


Figura 7.7 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do  $f_{ck}$

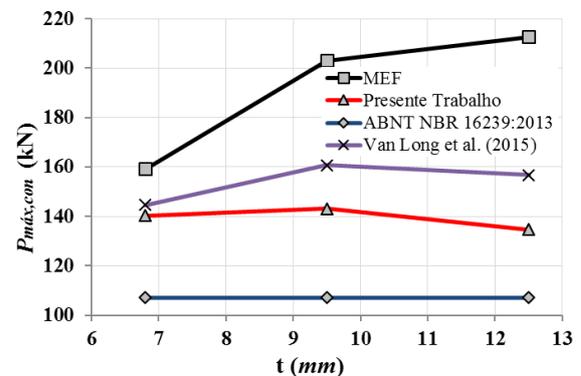


Figura 7.8 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do  $t$

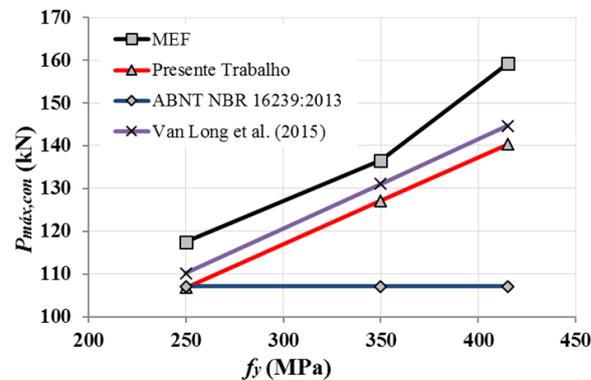


Figura 7.9 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do  $f_y$

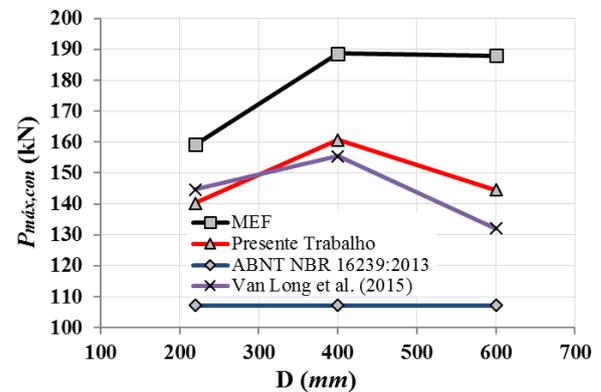


Figura 7.10 - Força máxima por conector dos modelos de cálculo e MEF, a partir da variação do  $D$

As curvas apresentadas na Figura 7.5, Figura 7.6, Figura 7.7, Figura 7.8, Figura 7.9 e Figura 7.10, denotam que o modelo de cálculo da norma, em todos os casos, apresentou resultados conservadores em relação aos resultados obtidos numericamente. Observa-se que, quando foram variados os parâmetros  $t$ ,  $f_y$  e  $D$ , os conectores não apresentaram alteração no valor da capacidade resistente.

Destaca-se que, à medida em que se elevou o diâmetro dos parafusos, o modelo de cálculo da norma ABNT NBR 16239:2013 forneceu elevação na capacidade resistente dos conectores. Por meio destes resultados é verificado que os resultados analíticos em relação aos resultados numéricos poderão ser superestimados para diâmetros  $\varnothing_b$  maiores que  $22,72\text{ mm}$ , caso a curva referente a norma continue apresentando consideráveis ganhos de capacidade resistente. Ressalta-se que neste trabalho não foram analisados diâmetros  $\varnothing_b$  maiores que  $22,72\text{ mm}$ . Também é verificado que os resultados analíticos obtidos pelo modelo de cálculo da norma apresentaram ganhos de capacidade resistente ou mantiveram-se constantes à medida em que se elevou os parâmetros analisados. Entretanto, os resultados obtidos via MEF, em todos os casos, forneceram elevação na capacidade resistente dos conectores parafusos à medida em que se elevou os parâmetros analisados.

Em relação ao modelo de cálculo do presente trabalho, verifica-se que com a elevação dos parâmetros  $t$  e  $D$  os conectores parafusos apresentaram elevação na capacidade resistente e, em seguida, redução na capacidade resistente. Nos demais casos, à medida em que se elevou os parâmetros analisados, os resultados apresentaram ganhos de capacidade resistente. De modo geral, os resultados obtidos pelo modelo de cálculo proposto, na maioria dos casos, foram intermediários àqueles fornecidos pelo modelo de Van Long *et al.* (2015), acima, e pela norma brasileira, abaixo.

Em relação ao modelo de Van Long *et al.* (2015), verifica-se que, com a elevação dos parâmetros  $t$  e  $D$ , os conectores parafusos apresentaram elevação na capacidade resistente e, em seguida, redução na capacidade resistente, o que também foi observado no modelo de cálculo do presente trabalho. Na Figura 7.6, observa-se que o modelo de cálculo de Van Long *et al.* (2015) aplicado ao modelo  $\varnothing_b = 22,72\text{ mm}$ , apresentou capacidade resistente do conector superior ao resultado numérico. Para esse modelo, observa-se na Tabela 7-8 que a razão obtida foi de 1,02, ou seja, 2% acima do resultado obtido numericamente. Mediante essa observação, conclui-se que o modelo de cálculo de Van Long *et al.* (2015) ajustado pode não ser indicado para diâmetros  $\varnothing_b$  maiores que  $22,72\text{ mm}$ . Outro ponto a se destacar é que, quando se elevou o parâmetro  $l_b$ , os conectores não apresentaram alteração no valor da capacidade resistente.

# 8

## CONCLUSÕES

### 8.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo está apresentado, de maneira resumida, as principais conclusões obtidas durante o desenvolvimento do trabalho. Em seguida estão elencadas as sugestões para trabalhos futuros relacionados ao uso de conectores de cisalhamento em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto.

## 8.2 Considerações Finais

No estudo experimental, apresentado no capítulo 3, foi verificado que o método de ensaio proposto nos trabalhos de Caldas *et al.* (2014) e Cardoso *et al.* (2016) se apresentou adequado para análise do comportamento dos conectores aplicado aos pilares mistos de aço e concreto. Observou-se que o concreto próximo aos conectores foi esmagado localmente na região carregada abaixo do fuste dos parafusos em ambas as séries, E e F. Especificamente aos modelos da série F com conectores instalados em apenas um nível, verificou-se que o núcleo de concreto se rompeu por tração na seção transversal na qual foram instalados os conectores.

Ao comparar o núcleo de concreto endurecido dos protótipos experimentais das séries E e F, que utilizaram concreto autoadensável, com o núcleo de concreto das séries G e H, do trabalho de Cardoso (2014), que utilizaram concreto convencional, pode-se afirmar que o uso de concreto autoadensável contribuiu para minimização das fissuras no concreto próximo aos conectores, e proporcionou uma maior rigidez nas curvas força *versus* deslizamento.

Em relação ao estudo numérico, após a avaliação das condições de contorno, das relações constitutivas dos materiais e dos contatos entre as superfícies, foi possível realizar a calibração das séries E e F. Ao final, os resultados numéricos foram próximos aos resultados médios experimentais. Foi realizada uma verificação adicional dos parâmetros numéricos das séries E e F, para serem aplicados nos protótipos ensaiados por Cardoso (2014) e alguns protótipos ensaiados por Ribeiro Neto (2016) e, por fim, se verificou que esses parâmetros proporcionaram boa validação dos resultados numéricos frente aos resultados experimentais dos autores.

O estudo paramétrico forneceu significativa contribuição para análise do comportamento estrutural dos conectores nos pilares mistos. Foi observado que o ganho de capacidade resistente do conector foi praticamente linear quando se elevou os parâmetros  $l_b$  e  $\Phi_b$ . Entretanto, quando se analisou o parâmetro  $D$ , foi verificado que não houve ganho da força transferida por conector a partir do diâmetro  $D = 400 \text{ mm}$ . No estudo da quantidade de níveis em que os conectores foram instalados no pilar misto, pode-se concluir que, independentemente da quantidade de níveis, a capacidade resistente do parafuso não apresentou variação significativa de resultados, sendo que a maior discrepância encontrada para os níveis analisados foi na ordem de 13%.

No estudo analítico, pode-se afirmar que o modelo de cálculo da norma, dentro dos limites avaliados neste trabalho, apresentou boa aproximação da capacidade resistente dos conectores parafusos. Concluiu-se que as razões entre os resultados da ABNT NBR 16239:2013 e numéricos apresentaram a média mais baixa, de 0,59, em relação aos demais modelos de cálculo e um coeficiente de variação elevado igual a 0,25 (Tabela 7-8). Na Tabela 7-2 foi observado que, em alguns casos, os modelos apresentaram folga de resultados superior a 50%. Por fim, pode-se afirmar que o modelo de cálculo previsto na ABNT NBR 16239:2013 se apresentou favorável para a previsão da capacidade resistente dos parafusos.

Por meio da análise dos níveis de tensão no concreto, foi verificado que os modelos de cálculo proposto no presente trabalho e proposto por Van Long *et al.* (2015), apresentaram valores de tensão  $\sigma_{c,Rk}$  mais próximos aos níveis de tensão  $\sigma_{c,Rk}$  observados numericamente no concreto situado na região carregada, abaixo do fuste. O comprimento ativo  $l_b$  do modelo de cálculo desenvolvido neste trabalho é próximo ao que foi observado numericamente, quando se analisou a região carregada abaixo do fuste.

Ao se avaliar o modelo de cálculo proposto no presente trabalho, após ser corrigido pelo fator de ajuste, pode-se afirmar que o mesmo se apresentou confiável para a previsão da capacidade resistente dos conectores parafusos. Quando se avaliou todos os mecanismos de falha, a média alcançada foi de 0,77 que, por sua vez, foi bem superior à média de 0,59, referente ao modelo de cálculo da norma (Tabela 7-8). De modo geral, foi observado que os resultados analíticos foram bem próximos aos resultados numéricos. Verificou-se que o valor do CV obtido foi inferior em relação aos outros valores de CV da amostragem, conferindo aos resultados um melhor grau de homogeneidade em relação aos demais modelos de cálculo avaliados neste trabalho.

Por último, o modelo de cálculo de Van Long *et al.* (2015), corrigido pelo fator de ajuste, foi adequado para a previsão da capacidade resistente dos parafusos. A limitação observada foi que este modelo de cálculo pode não ser indicado para conectores com diâmetros  $\varnothing_b$  maiores que 22,72 mm, uma vez que, para esse diâmetro o resultado analítico foi superior ao numérico. Pelo CV, pode-se afirmar que o modelo de cálculo apresentou um bom grau de homogeneidade na amostragem,  $CV = 0,16$ .

### 8.3 Sugestões para trabalhos futuros

Analisando os estudos experimentais, numéricos e analíticos, desenvolvidos no presente trabalho, observou-se que ainda são necessárias novas pesquisas relacionadas ao uso de conectores em PMPCs. Sugere-se a realização de trabalhos futuros, visando:

- Estudar o uso do conector parafuso em pilares mistos de aço e concreto com seções quadradas e retangulares, analisando o modelo de cálculo da norma ABNT NBR 16239:2013;
- Estudar PMPC com elevada razão  $D/t$  na seção transversal, e seu comportamento ao se utilizar parafusos como conectores de cisalhamento;
- Analisar a influência do uso das armaduras no interior dos PMPCs, com o uso dos parafusos como conectores de cisalhamento;
- Avaliar a influência dos conectores parafusos instalados em diversos níveis nos PMPCs;
- Avaliar os parâmetros numéricos utilizados no presente trabalho, em modelos de PMPCs com seções quadradas e retangulares;
- Desenvolver pesquisas que minimizem as dúvidas relacionadas as tensões de aderência presentes no interior dos pilares.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). 2007. *LRFD bridge design specifications interim, customary U.S. units*, 4th Ed., Washington, DC. 2007

AGUIAR, O. P. *Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2015.

ALMEIDA, Paulo Henrique Ferreira de. *Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto*. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). 2005. *Specification for structural steel buildings*, Chicago. 2005.

AS 3600-2009 – AUSTRALIAN STANDARD. *Concrete Structures*. Sydney-Austrália. 206p. 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT NBR 15823-1:2010 *Concreto auto-adensável - Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco*. Rio de Janeiro, 2010. 11p.

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, 2008. 237p.

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, 85p. 2013.

ASTM A325-10<sup>e1</sup>. *Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength*. West Conshohocken, PA, 2013. 8p.

ATAEI, Abdolreza; BRADFORD, Mark A.; VALIPOUR, Hamid R. *Experimental study of flush end plate beam-to-CFST column composite joints with deconstructable bolted shear connectors*. Engineering Structures 99 (2015). 616-630. 15p. 2015.

CANTON Tower. Disponível em: <https://wordlesstech.com/canton-tower-guangdong-china/>. Acessado em: Agosto de 2016.

CALDAS, Rodrigo Barreto; *Análise Numérica de Pilares Mistos Aço-Concreto*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto. 218p. 2004.

CALDAS, R. B., FAKURY, R. H., VERÍSSIMO, G. S., RODRIGUES, F. C., PAES, J. L. R, e CASTRO E SILVA, A. L. R. (2014) *Análise teórico-experimental de dispositivos de transferência de cargas em pilares mistos formados por tubos de aço preenchidos com concreto*. Relatório de Pesquisa – Edital FAPEMIG 15/2010 Programa Primeiros Projetos – PPP, 2014.

CARDOSO, Hermano de Sousa. CALDAS, R. B., FAKURY, R. H., *Método de ensaio de cisalhamento utilizado em Pilares Mistos Tubulares de Aço Preenchidos com Concreto*. Revista Ciência & Engenharia (Science & Engineering Journal). ISSN 1983-4071. 29 – 38, jul. – dez. 2016.

CARDOSO, Hermano de Sousa. *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, Belo Horizonte, 2014.

CISER. – Manual Técnico. *Parafusos para Estruturas Metálicas*. Disponível em: <http://www.ciser.com.br/htcms/media/pdf/destaques/br/folheto-parafusos-estruturas-metalicas.pdf>. Acessado em: Agosto de 2016. 5p. 2016.

CHAVES, Igor Avelar. *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.

CRUZ, P. J. S; VALENTE, I.; VERÍSSIMO, G.; PAES, J. L. R.; FAKURY, R. (2006). *Desenvolvimentos recentes no domínio da conexão aço-concreto no contexto das estruturas mistas*. 2006.

DAI, X.H; LAM D.; SAVERI E. *Effect of Concrete Strength and Stud Collar Size to Shear Capacity of Demountable Shear Connectors*. Journal of Structural Engineering, ISSN 0733-9445/04015025. 10p. 2015.

DIAS, L. A. M. *Estruturas de Aço: Conceitos, Técnicas e Linguagem*. 7ª Edição. São Paulo: Editora Ziguarte, Julho de 2009.

EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: *Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium, 2004.

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

FISHER, JAMES M.; KLOIVER LAWREWCE A. American Institute of Steel Construction (AISC) Steel Design Guide 01: *Base Plate and Anchor Rod Design*. Second Edition. 69f. USA, 2006.

INTERNATIONAL GEOGEBRA INSTITUTE (2016). *Software Geogebra*. USA.

GENIKOMSOU, Aikaterini S.; POLAK, Maria Anna. *Finite Element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS*. Engineering Structures (2015) 238-48. 11p. 2014.

GRIFFIS, L. G. (1994). The 1994 T.R. High lecture: *Composite frame construction*. In: NATIONAL STEEL CONSTRUCTION CONFERENCE, Pittsburgh, Pennsylvania, 18-20 may, 1994. Proceedings. New York, AISC. V.01, p.1.1-1.72.

JOHANSSON, M; GYLLTOFT, K (2002). *Mechanical Behavior of Circular Steel–Concrete Composite Stub Columns*. Journal of Structural Engineering 2002.128:1073-1081.

LIU, Xiu; BRADFORD, Mark A.; LEE, Michael S.S. (2014). *Behavior of High-Strength Friction-Grip Bolted Shear Connectors in Sustainable Composite Beams*. Journal of Structural Engineering. ISSN 0733-9445/04014149. 12p. 2014.

LIU, Xiu; BRADFORD, Mark A; CHEN Qing-Jun; BAN, Huiyong. (2016). *Finite element modelling of steel-concrete composite beams with high-strength friction-grip bolt shear connectors*. Finite Elements in Analysis and Design. 12p. 2016.

MALM, R. (2009). *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method*. 64 f. Ph.D.Thesis - Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2009.

RIBEIRO NETO, Juliano Geraldo. (2016). *Análise Teórico-Experimental do uso de Parafuso Estrutural como Conector de Cisalhamento em Pilar Misto Composto de Perfil Tubular Preenchido com Concreto*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Ouro Preto. 168p. 2016.

PAVLOVIC, M.; MARKOVIC, Z.; VELJKOVIC, M.; BUDEVAC, D. (2013). *Bolted shear connectors vs. headed studs behavior in push-out tests*. Journal of Constructional Steel Research (134-149). 2013.

SIMÕES, Renato (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.

SIMULIA (2014). *Software Abaqus 6.14*. Dassault Systèmes, USA.

STAROSSEK, U.; FALAH, N (2008a). *Numerical Analyses of the Force Transfer in Concrete-Filled Steel Tube Columns*. Proceedings, 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'08), Jeju, Korea, May 26-28.

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

TAO, Zhong; SONG, Tian-Yi; UY, Brian; HAN, Lin-Hai. *Bond behavior in concrete-filled steel tubes*. Journal of Constructional Steel Research. (2016) 81-93. 13p. 2016.

P. KMIĘCIK, M. KAMINSKI. *Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration*. Archives Of Civil And Mechanical Engineering. 14p. 2011.

VAN GYSEL, A.; TAERWE, L. *Analytical formulation of the complete stress-strain curve for high strength concrete*. Material and Structures, Vol. 29, November 1996. 5p. 1996

VERÍSSIMO, G. S. *Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento*. 2007. 316 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

ZAMBERLAN, E. S. (2008). *Estatística*. Notas de aula: Interpretação do desvio-padrão. 6f. 2008.

KIM, Seung Eock; NGUYEN, Huu Thanh. *Finite Element Modeling and analysis of a hybrid steel-PSC beam connection*. Engineering Structures 32 (2010). 2557-2569. 13p. 2009.

KWON, G.; ENGELHARDT, Michael D.; KLINGNER Richard E. (2011). *Experimental Behavior of Bridge Beams Retrofitted with Postinstalled Shear Connectors*. Journal of Bridge Engineering. ISSN 1084-0702/2011/4. (536-545). 2011.

# APÊNDICE A

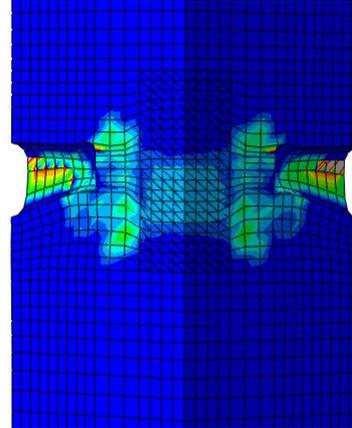
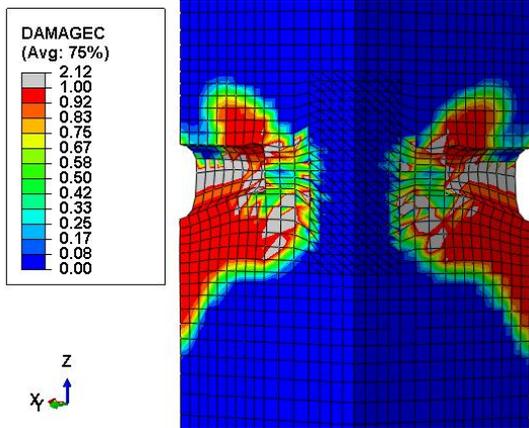
DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NOS PRINCIPAIS MODELOS  
NUMÉRICOS

**Modelo: F415-220T6,8-19P57-41**

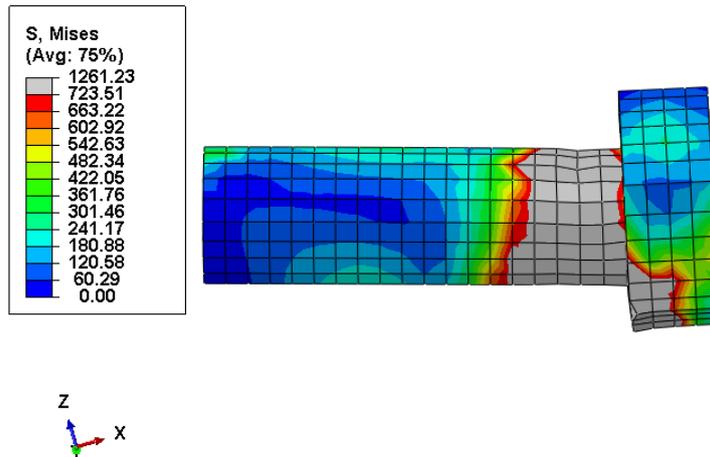
*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 109*

Dano à Compressão ( $0 \leq d_c \leq 1$ )

Dano à Tração ( $0 \leq d_t \leq 1$ )



Tensões de Von Mises  $\geq 723,51$  MPa



Tensões de von Mises  $\geq 415,00$  MPa

Tensões longitudinais  $\geq 41,87$  MPa

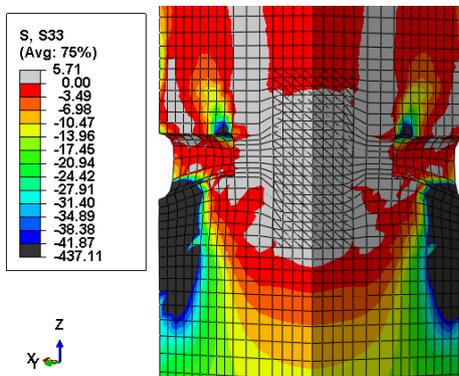
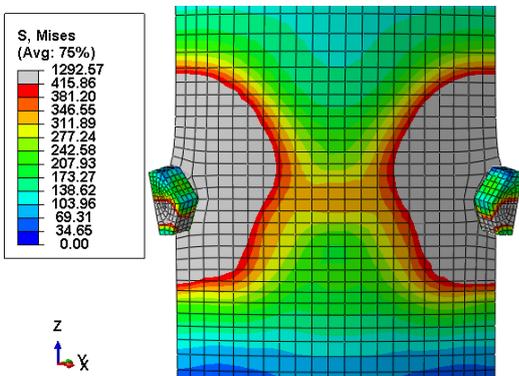


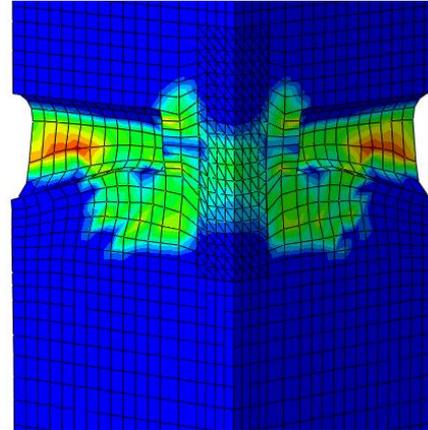
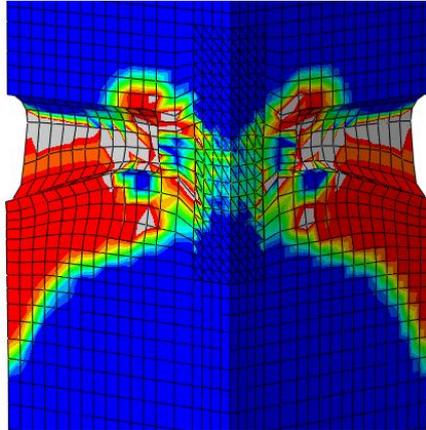
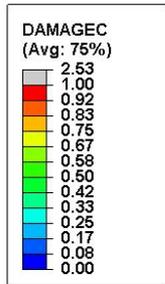
Figura A.1 – Modelo Numérico F415-220T6,8-19P57-41

**Modelo: F415-220T6,8-19P76-41**

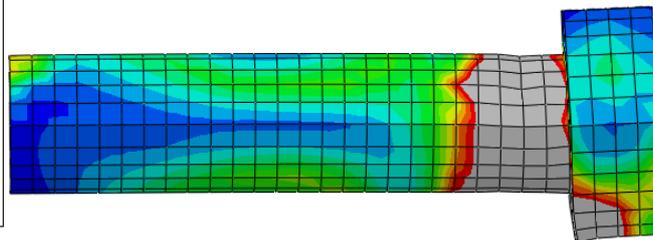
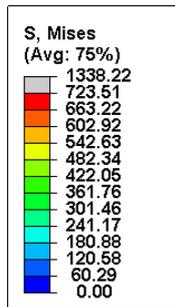
*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 149*

Dano à Compressão ( $0 \leq d_c \leq 1$ )

Dano à Tração ( $0 \leq d_t \leq 1$ )



Tensões de Von Mises  $\geq 723,51$  MPa



Tensões de von Mises  $\geq 415,00$  MPa

Tensões longitudinais  $\geq 41,87$  MPa

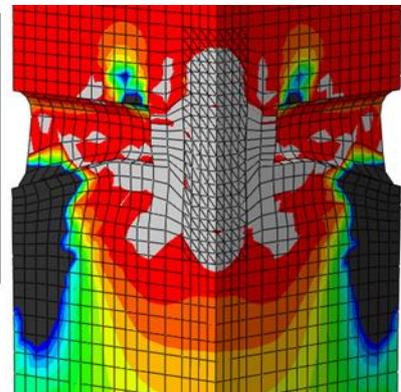
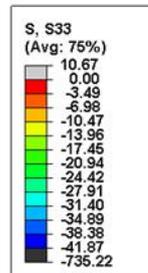
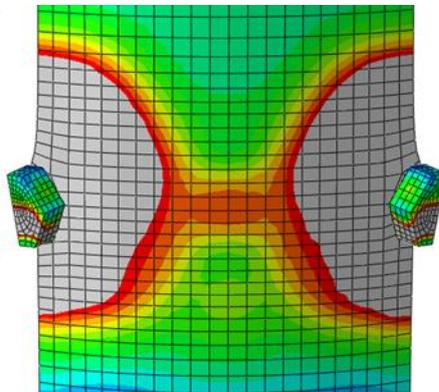
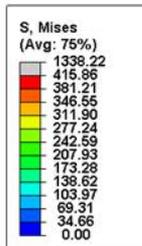


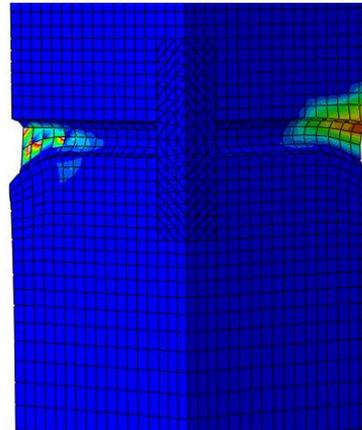
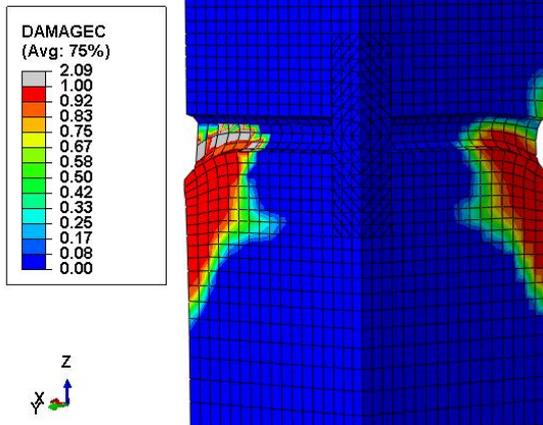
Figura A.2 – Modelo Numérico F415-220T6,8-19P76-41

**Modelo: F415-220T6,8-14P94-41**

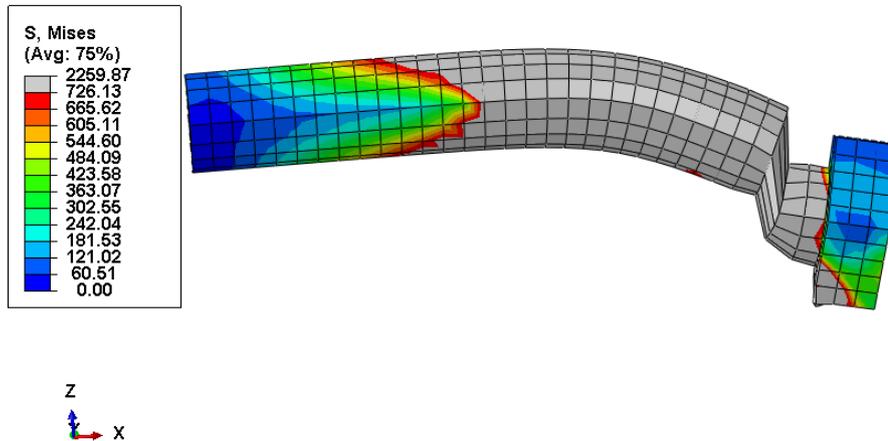
*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 72*

Dano à Compressão ( $0 \leq d_c \leq 1$ )

Dano à Tração ( $0 \leq d_t \leq 1$ )



Tensões de Von Mises  $\geq 723,51$  MPa



Tensões de von Mises  $\geq 415,00$  MPa

Tensões longitudinais  $\geq 41,87$  MPa

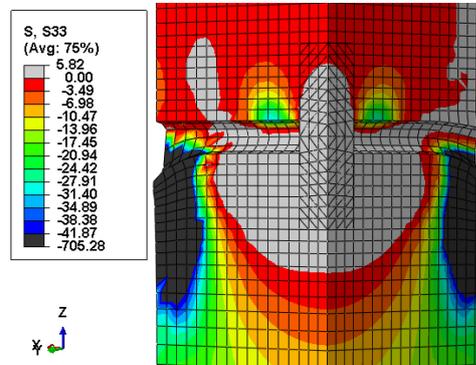
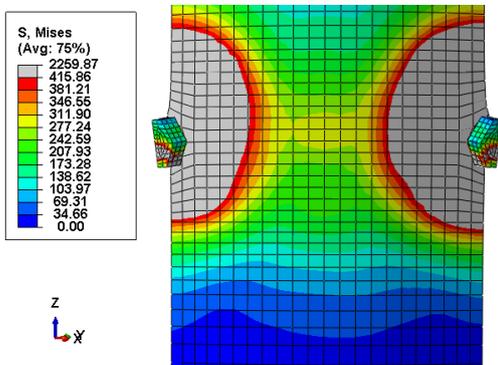


Figura A.3 – Modelo Numérico F415-220T6,8-14P94-41

**Modelo: F415-220T6,8-22P94-41**

*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 208*

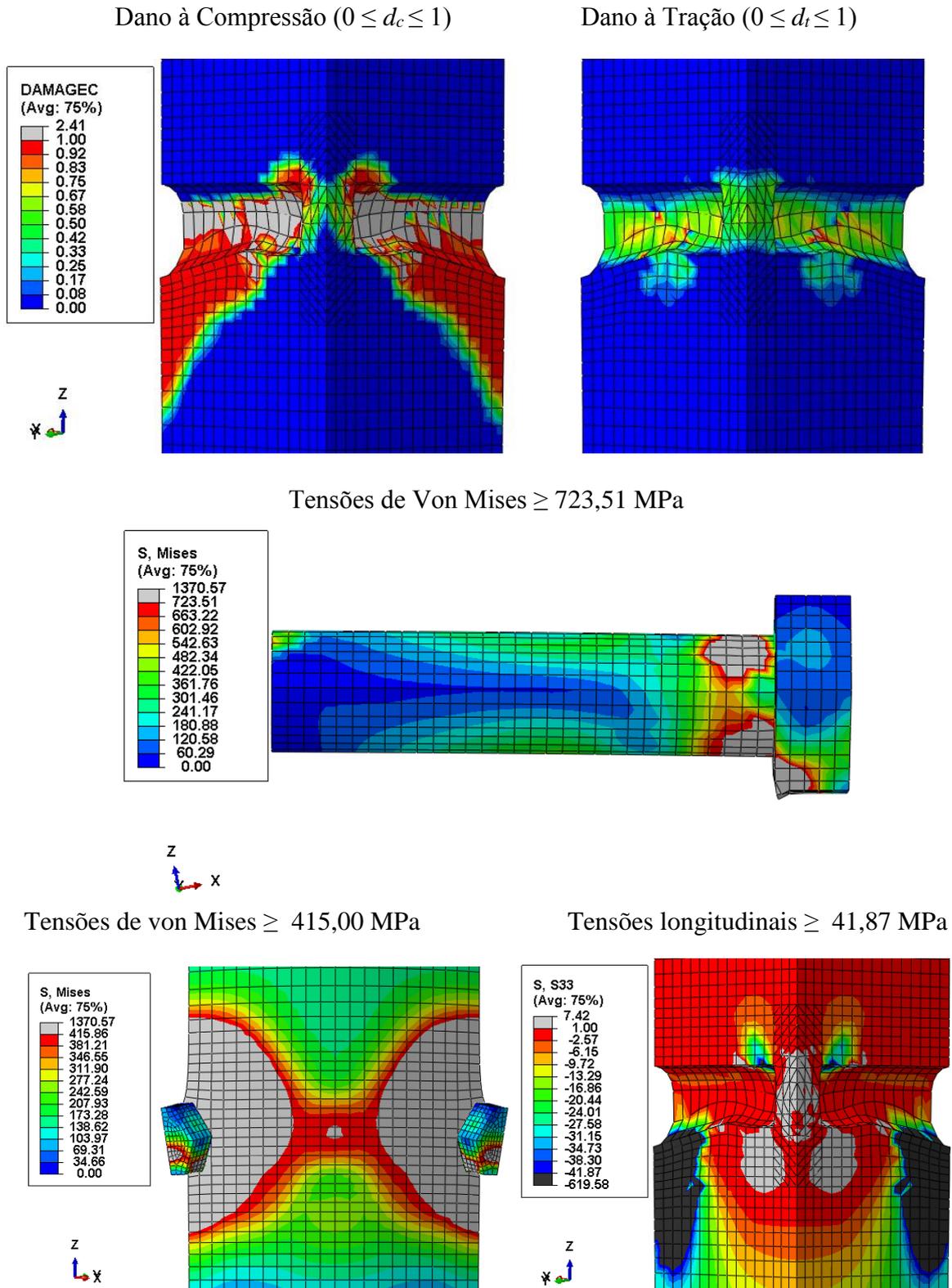


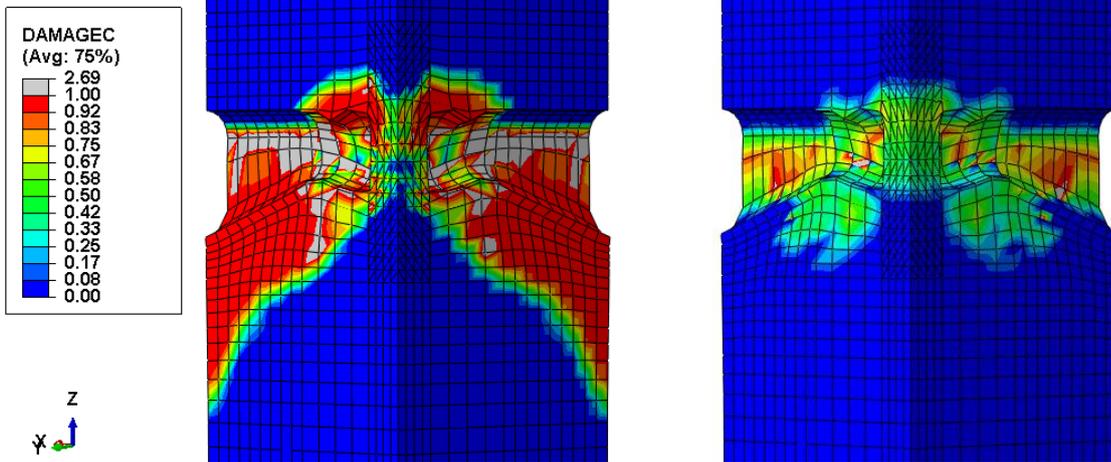
Figura A.4 – Modelo Numérico F415-220T6,8-22P94-41

**Modelo: F415-220T6,8-19P94-30**

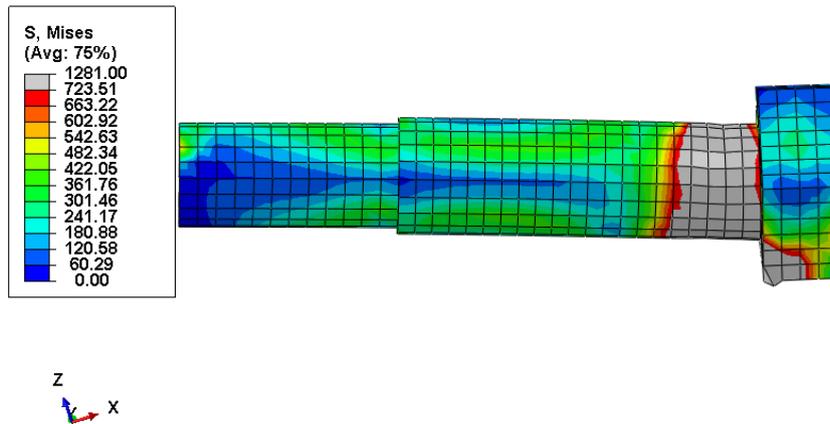
*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 373*

Dano à Compressão ( $0 \leq d_c \leq 1$ )

Dano à Tração ( $0 \leq d_t \leq 1$ )



Tensões de Von Mises  $\geq 723,51$  MPa



Tensões de von Mises  $\geq 415,00$  MPa

Tensões longitudinais  $\geq 30,00$  MPa

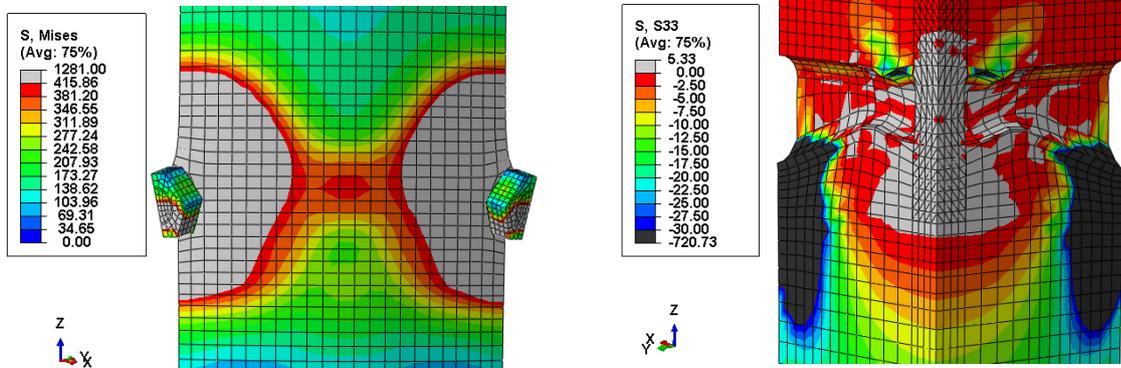


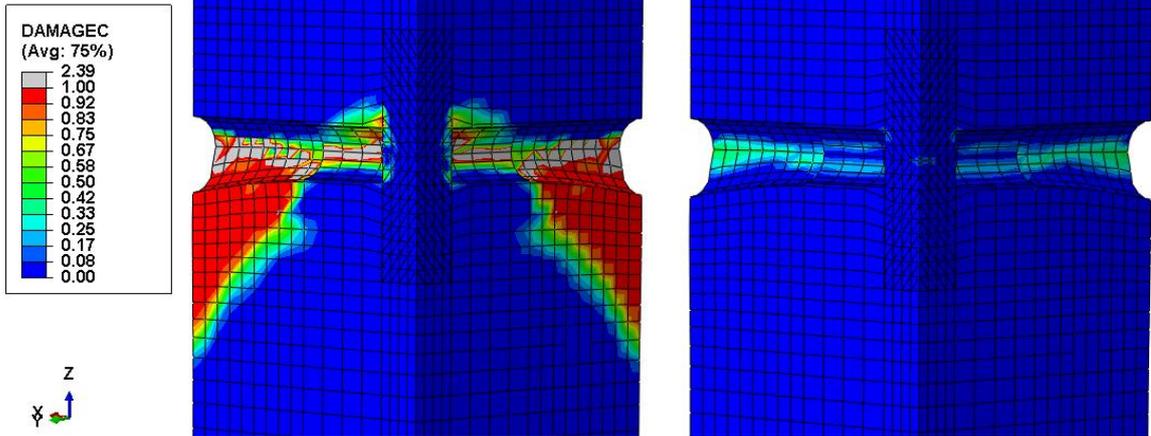
Figura A.5 – Modelo Numérico F415-220T6,8-19P94-30

**Modelo: F415-220T6,8-19P94-50**

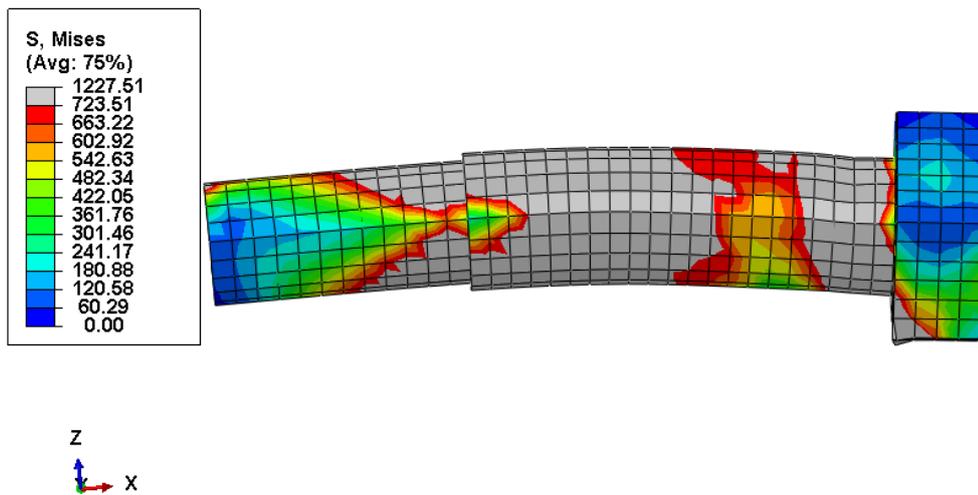
*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 74*

Dano à Compressão ( $0 \leq d_c \leq 1$ )

Dano à Tração ( $0 \leq d_t \leq 1$ )



Tensões de Von Mises  $\geq 723,51$  MPa



Tensões de von Mises  $\geq 415,00$  MPa

Tensões longitudinais  $\geq 50,00$  MPa

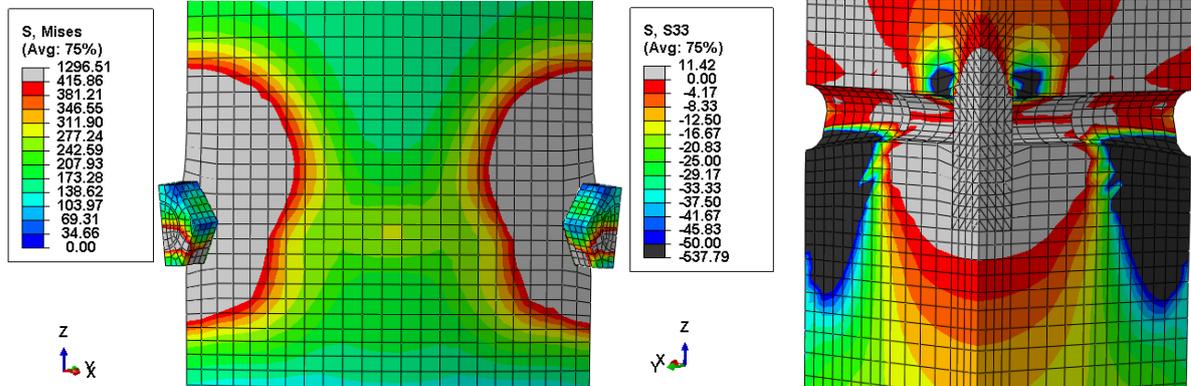


Figura A.6 – Modelo Numérico F415-220T6,8-19P94-50

**Modelo: F415-220T9,5-19P94-41**

*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 293*

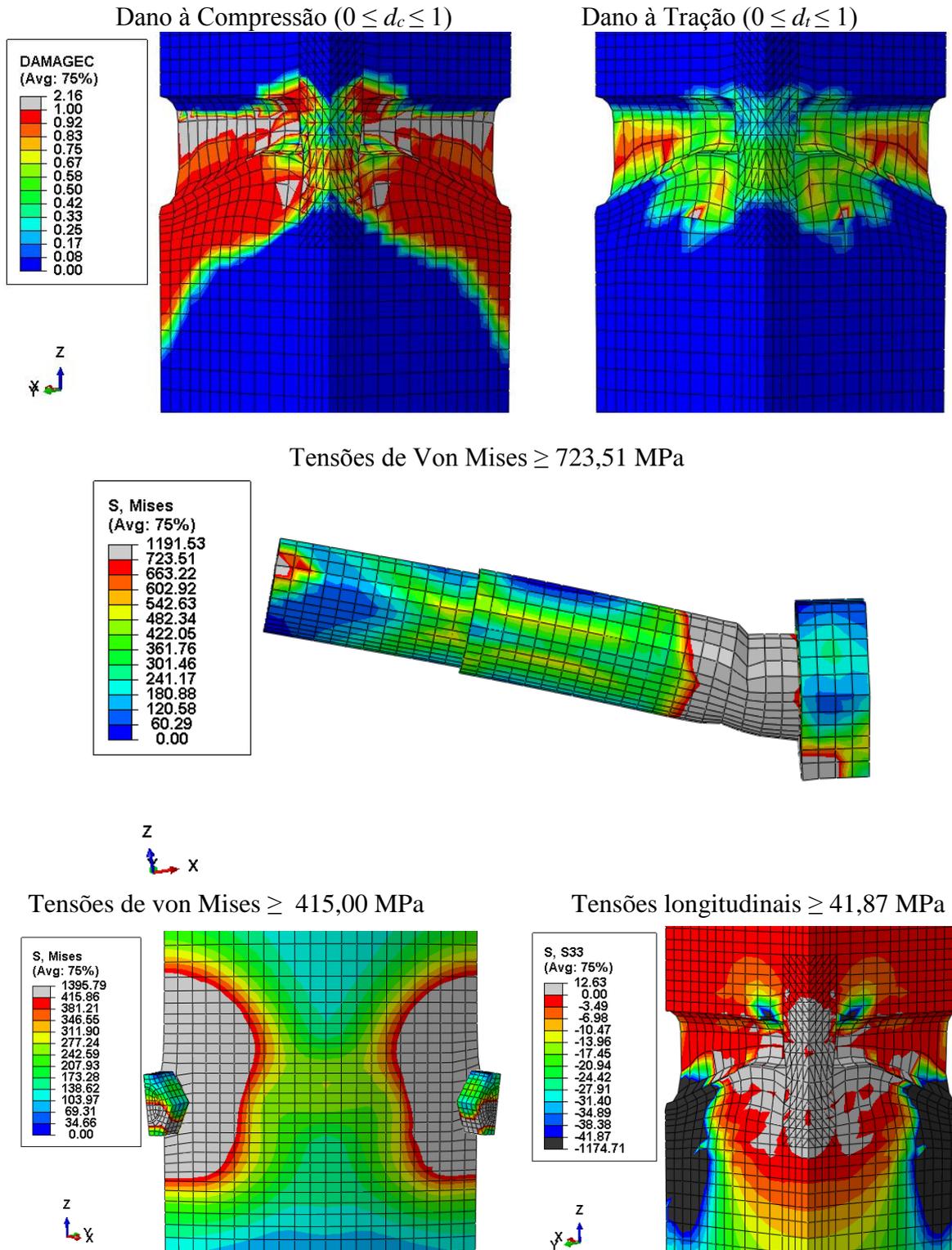


Figura A.7 – Modelo Numérico F415-220T9,5-19P94-41

**Modelo: F415-220T12,5-19P94-41**

*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 520*

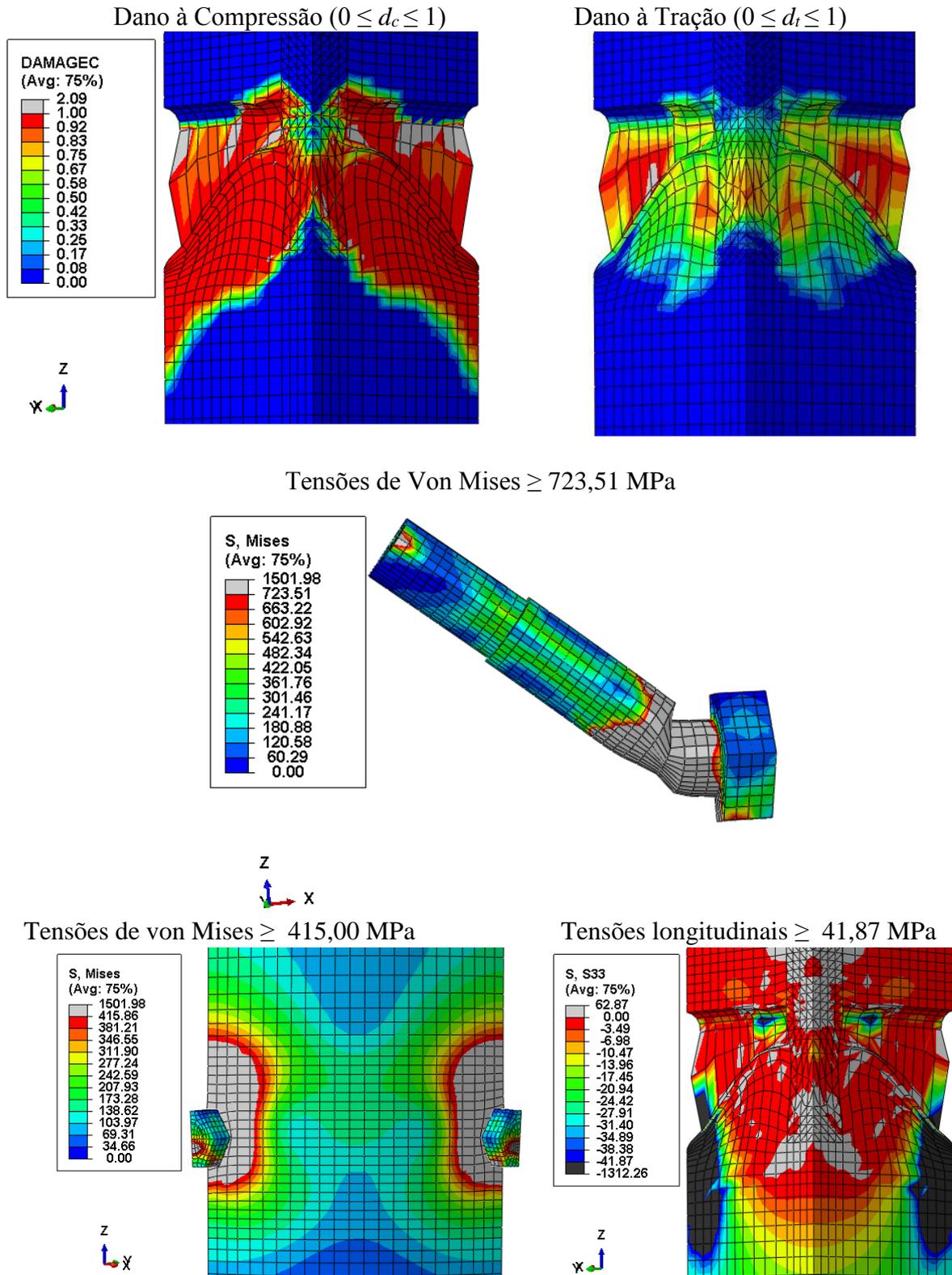


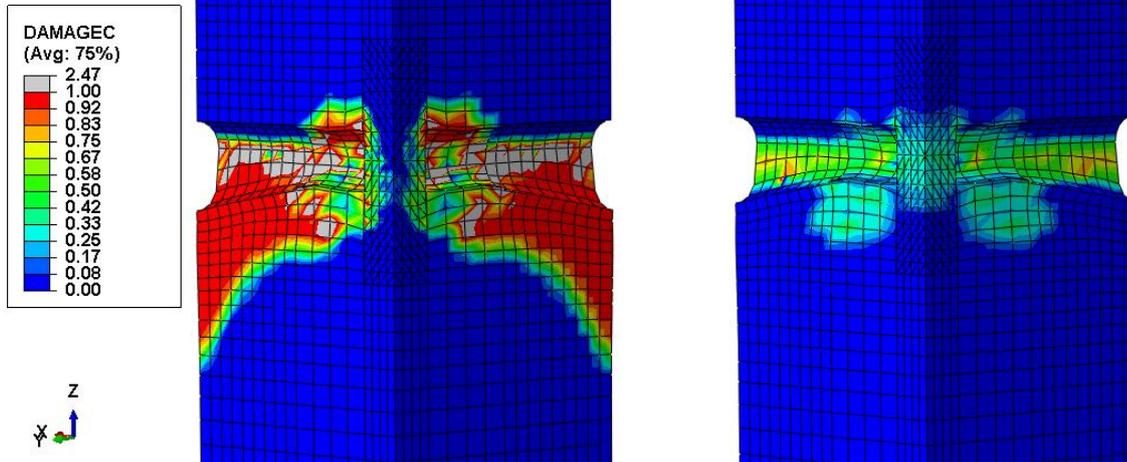
Figura A.8 – Modelo Numérico F415-220T12,5-19P94-41

**Modelo: F250-220T6,8-19P94-41**

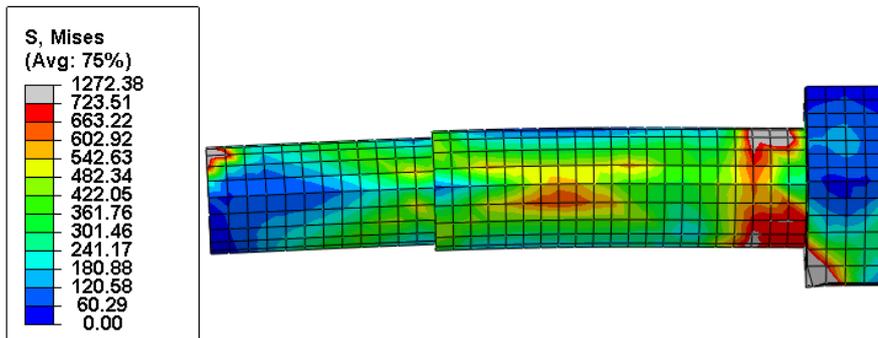
*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 142*

Dano à Compressão ( $0 \leq d_c \leq 1$ )

Dano à Tração ( $0 \leq d_t \leq 1$ )



Tensões de Von Mises  $\geq 723,51$  MPa



Tensões de von Mises  $\geq 250,00$  MPa

Tensões longitudinais  $\geq 41,87$  MPa

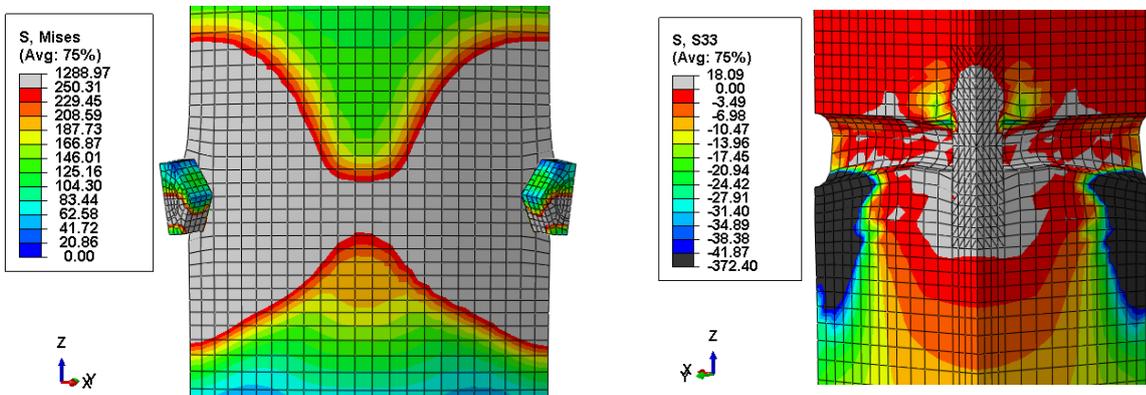


Figura A.9 – Modelo Numérico F250-220T6,8-19P94-41

**Modelo: F350-220T6,8-19P94-41**

*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 270*

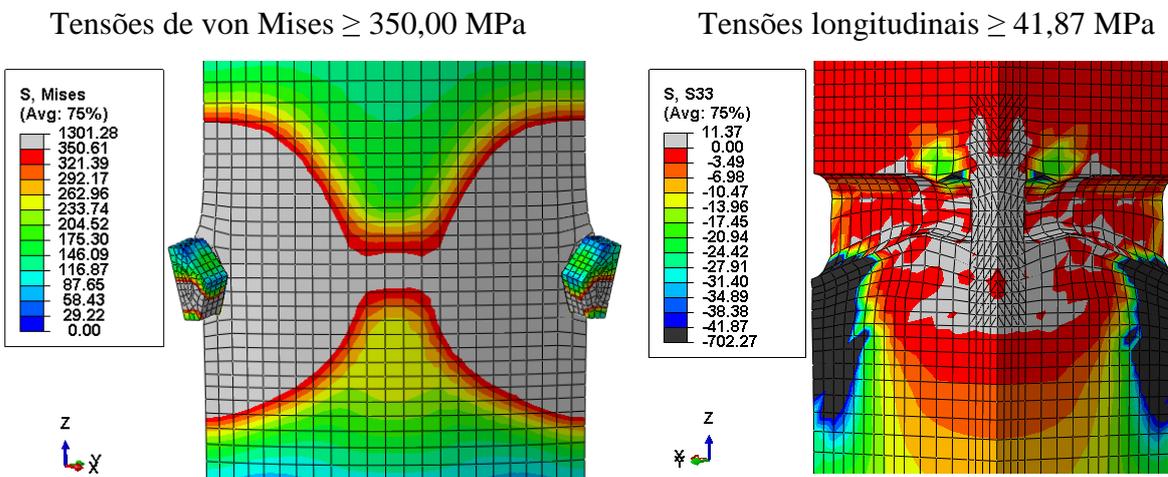
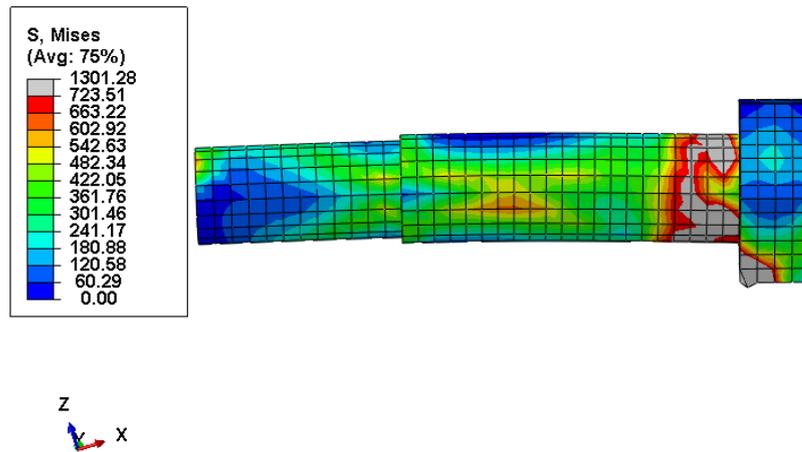
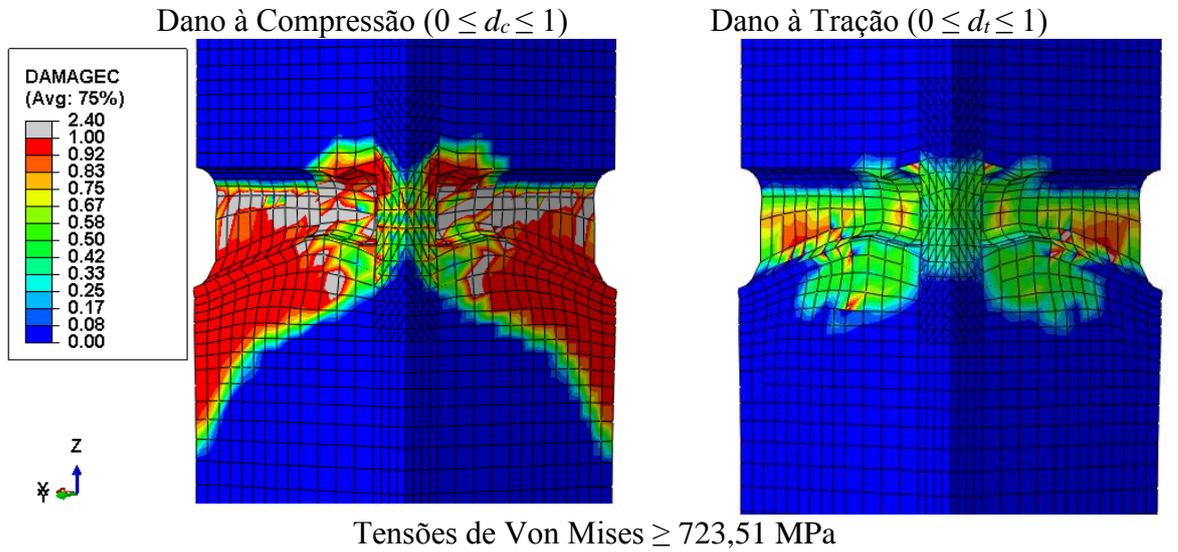


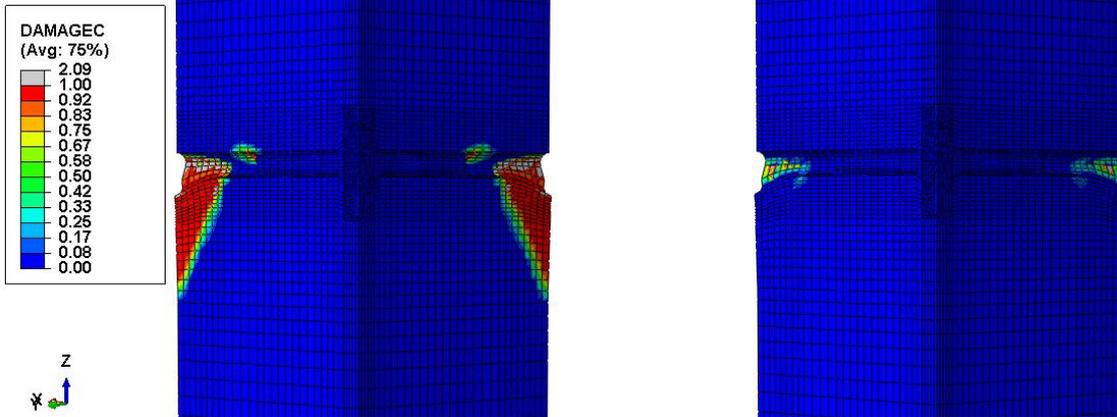
Figura A.10 – Modelo Numérico F350-220T6,8-19P94-41

**Modelo: F415-400T6,8-19P94-41**

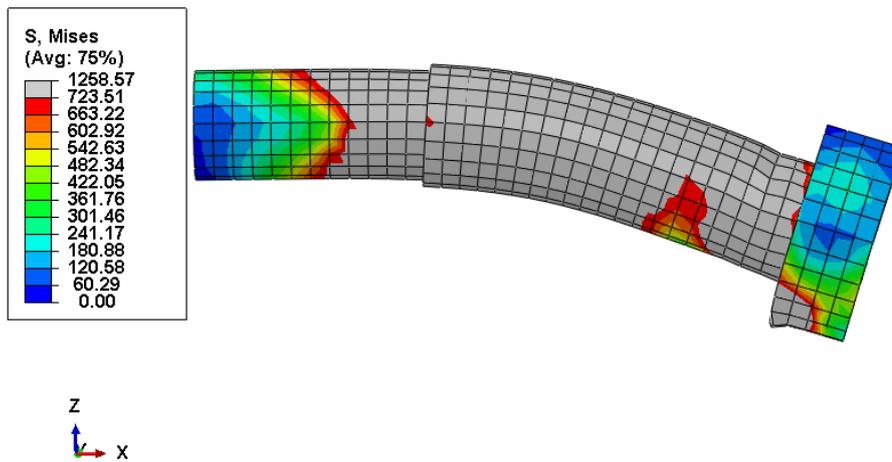
*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 182*

Dano à Compressão ( $0 \leq d_c \leq 1$ )

Dano à Tração ( $0 \leq d_t \leq 1$ )



Tensões de Von Mises  $\geq 723,51$  MPa



Tensões de von Mises  $\geq 415,00$  MPa

Tensões longitudinais  $\geq 41,87$  MPa

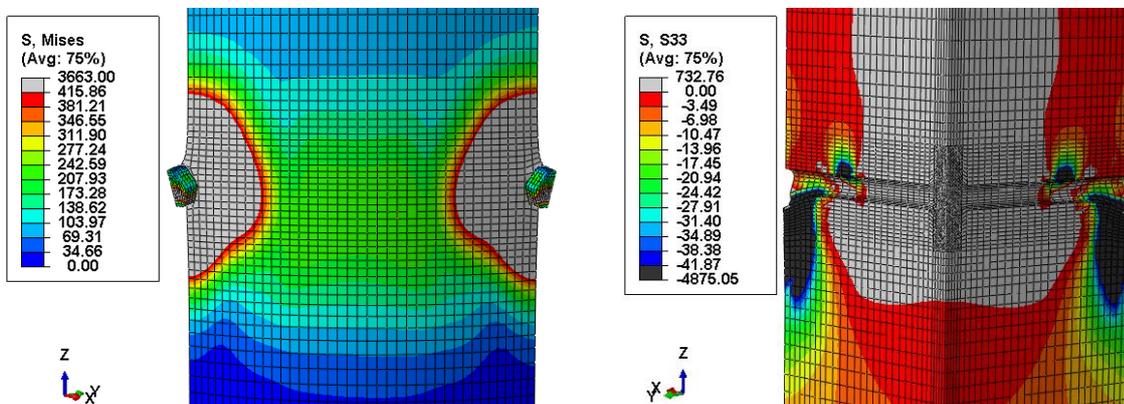
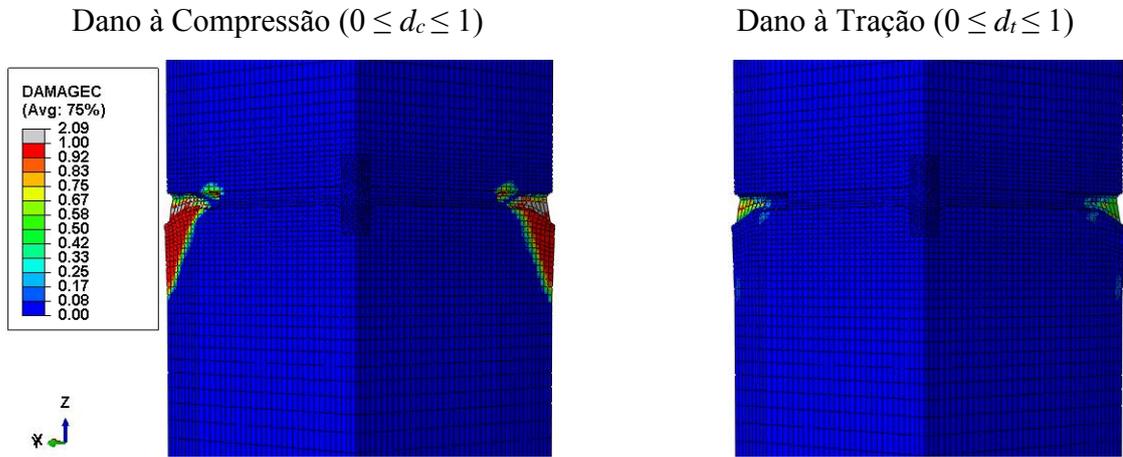


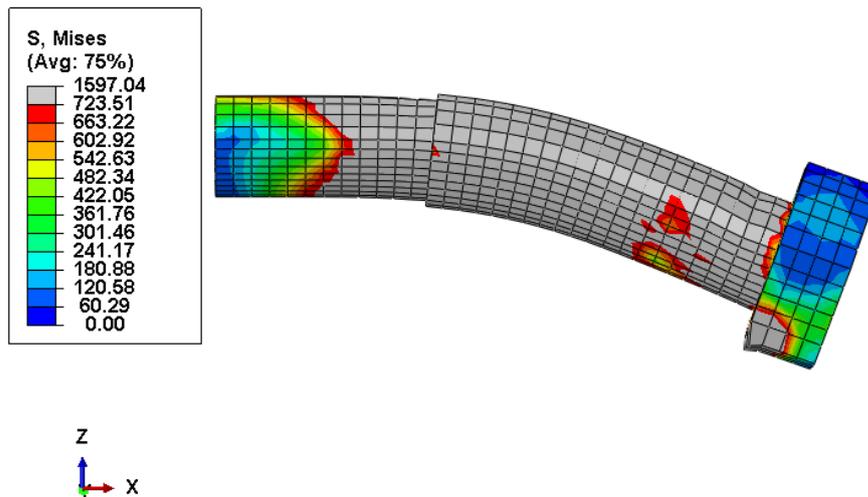
Figura A.11 – Modelo Numérico F415-400T6,8-19P94-41

**Modelo: F415-600T6,8-19P94-41**

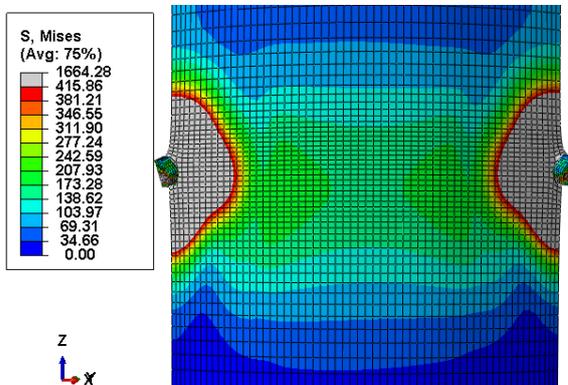
*Incremento de carga correspondente à força máxima: ABAQUS, inc. 117*



Tensões de Von Mises  $\geq 723,51$  MPa



Tensões de von Mises  $\geq 415,00$  MPa



Tensões longitudinais  $\geq 41,87$  MPa

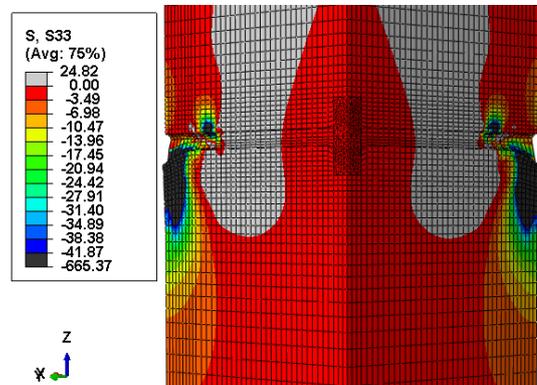


Figura A.12 – Modelo Numérico F415-600T6,8-19P94-41

# APÊNDICE B

## DIMENSÕES REAIS MÉDIAS DOS MODELOS EXPERIMENTAIS

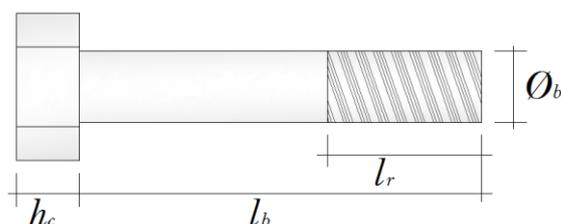


Figura B.1 – Representação das dimensões do conector parafuso

Tabela B.1 – Dimensões reais médias dos parafusos e tubos de aço dos protótipos da série E

<i>Modelo</i>	<i>Série</i>	$\varnothing$ - Tubo	<i>t</i> - Tubo	$h_c$	$\varnothing_b$	$l_r$	$l_b$
-	-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
HM1	E	220-219	6,80	11,96	19,20	35,00	93,00
			7,14	11,85	19,04	36,00	93,00
			6,88	11,88	19,07	36,00	93,00
			6,73	12,10	19,16	35,00	93,00
HM2	E	220-220	6,66	11,92	19,09	36,00	94,00
			7,00	12,48	19,04	36,00	94,00
			7,07	11,95	19,18	36,00	93,00
			7,21	12,12	19,13	36,00	94,00
	<b>Média</b>	220,00	6,80	12,03	19,11	35,75	93,37

Tabela B.2 – Dimensões reais médias dos parafusos e tubos de aço dos protótipos da série F

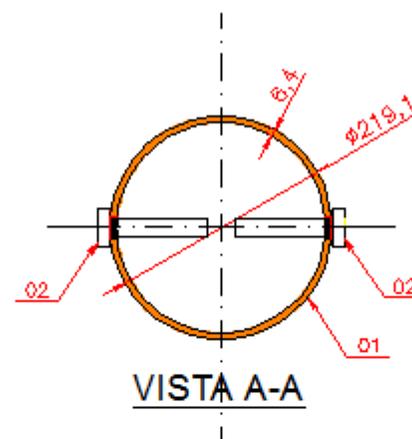
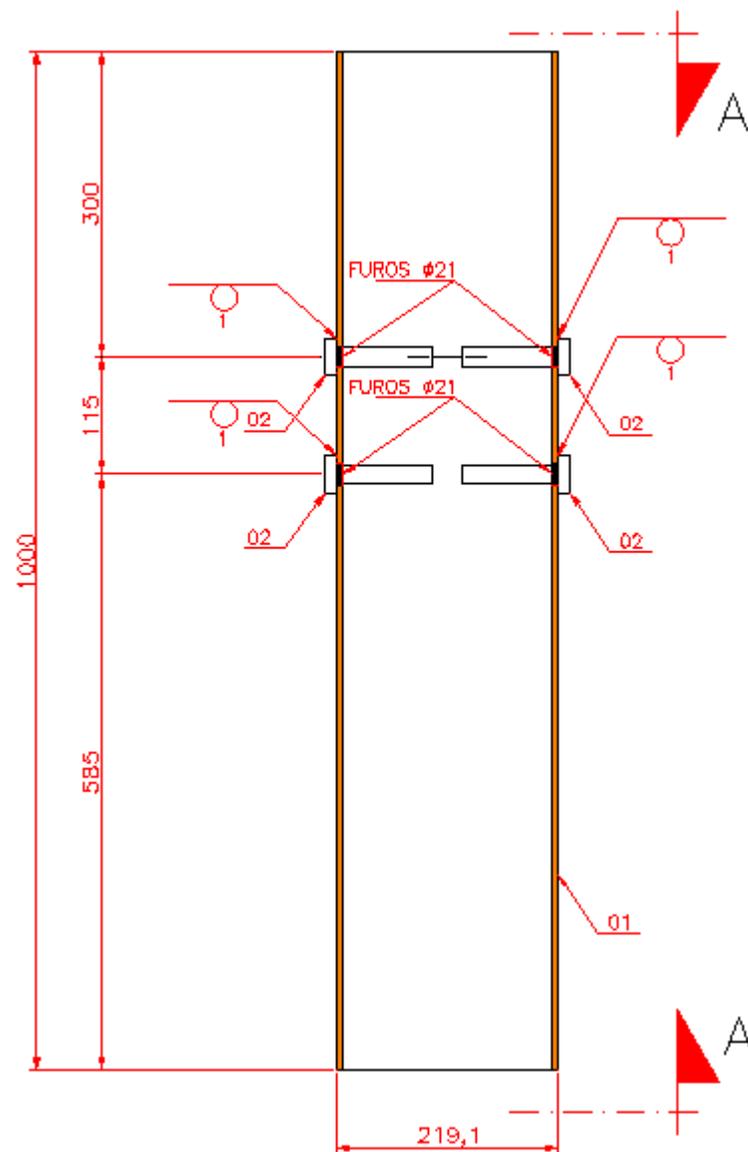
<i>Modelo</i>	<i>Série</i>	$\varnothing$ - Tubo	<i>t</i> - Tubo	$h_c$	$\varnothing_b$	$l_r$	$l_b$
-		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
HM3	F	220-219	6,87	11,96	19,04	36,00	94,00
			6,72	11,85	19,28	36,00	93,00
			6,81	11,88	18,77	36,00	94,00
			6,89	12,10	19,28	36,00	94,00
HM4	F	220,50- 220,50	6,88	12,17	18,97	35,00	93,00
			6,84	11,99	18,99	35,00	93,00
			6,75	12,16	19,09	36,00	94,00
			6,67	12,31	18,95	36,00	93,00
	<b>Média</b>	220,00	6,80	12,05	19,04	35,75	93,50

# APÊNDICE C

DIMENSÕES NOMINAIS DOS MODELOS EXPERIMENTAIS

## Série E

## PILAR "E" (219,1x6,4 Paraf 1-4 furo padrão, solda pontuada)

**NOTAS:**

- SOLDAS COM ELETRODO E70XX.

**LISTA DE MATERIAL**

ITEM.	DESCRIÇÃO	MATERIAL	QT.	P. UNIT.	P. TOTAL
	PILAR "E"		02	33,57	67,14
D1	Tubo 219,1x6,4 x 1000	MME350	02	33,57	67,14
D2	PARAF. #3/4" x 3.3/4"	A325	08	----	----

## Série F

**PILAR "F" (219,1x6,4 Paraf 1-4 furo padrão, solda pontead)**

