

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

**Otávio Prates Aguiar**

**Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares  
Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto**

**Belo Horizonte**

**2015**

**Otávio Prates Aguiar**

**Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares  
Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial para a obtenção do grau de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas  
Co-orientador: Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury

**Belo Horizonte**

A681e

Aguiar, Otavio Prates.

Estudo do comportamento de conectores Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto [manuscrito] / Otavio Prates Aguiar. – 2015.

xxii, 129 f., enc.: il.

Orientador: Rodrigo Barreto Caldas.

Coorientador: Ricardo Hallal Fakury.

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

Apêndices: f.125-129.

Bibliografia: f. 122-124.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Colunas de concreto - Teses. 3. Cisalhamento - Teses. 4. Construção mista - Teses. I. Caldas, Rodrigo Barreto. II. Fakury, Ricardo Barreto. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624(043)

**2015**

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

ESCOLA DE ENGENHARIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares  
Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto**

**Otavio Prates Aguiar**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial para a obtenção do grau de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão avaliadora:

---

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

---

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury  
DEES-UFMG – (Co-orientador)

---

Prof. Dr. Ney Amorim Silva  
DEES/UFMG

---

Prof.. Dr. Gustavo de Souza Veríssimo  
UFV

**Belo Horizonte, abril de 2015**

*Dedico este trabalho ao meu pai  
(in memoriam), cujos exemplos  
me trouxeram até aqui.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente à Maria Inês Kubitschek Prates, minha mãe, pelo carinho e amor incondicional e por fazer de mim quem eu sou.

À minha família e amigos pelo apoio, amizade e companheirismo de sempre.

À minha namorada Marina Heringer Lisboa pelo carinho, pelo apoio e por todos os momentos felizes que me proporcionou ao longo deste mestrado, e à sua família.

Ao meu professor e orientador Rodrigo Barreto Caldas pela dedicação e por todo o suporte que me deu no decorrer deste trabalho.

À minha colega de projeto Heloisa Maria Santos Oliveira com quem tive o prazer de trabalhar e que muito colaborou para esta dissertação.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais que contribuíram com minha formação, especialmente ao Prof. Fernando Amorim de Paula que me iniciou no campo da pesquisa e nas análises por elementos finitos.

Ao engenheiro Rúquerth Campos com quem trabalhei calculando estruturas de aço e que muito me ensinou sobre engenharia de estruturas na prática.

Ao CNPq pela bolsa de mestrado e à FAPEMIG por financiar parte deste projeto de pesquisa.

À Vallourec pelo fornecimento de tubos e chapas e à Pórtico Construções Metálicas pela fabricação dos protótipos.

A todos, meu muito obrigado.

# SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	IX
LISTA DE TABELAS .....	XVI
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....	XVIII
LISTA DE SIMBOLOS .....	XVIII
RESUMO.....	XXI
ABSTRACT .....	XXII
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	6
1.2.1 <i>Objetivo Geral</i> .....	6
1.2.2 <i>Objetivos específicos</i> .....	6
1.3 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO TEMA .....	6
1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	7
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>9</b>
2.1 CONSIDERAÇÃO INICIAL .....	9
2.2 CONTEXTUALIZAÇÃO E FUNDAMENTAÇÃO.....	10
2.2.1 <i>Pilares Mistos</i> .....	10
2.2.2 <i>Efeito de Confinamento no Concreto</i> .....	12
2.2.3 <i>Introdução e Transferência de Carga</i> .....	15
2.2.4 <i>Conectores de Cisalhamento</i> .....	18
2.2.5 <i>O efeito de pino no concreto</i> .....	25
2.2.6 <i>Ensaio de cisalhamento padrão (standard push test)</i> .....	26
2.3 ESTUDOS E RESULTADOS TEÓRICO-EXPERIMENTAIS DO CRESTBOND.....	28
2.3.1 <i>Modelagem numérica do ensaio A3 de VERÍSSIMO (2007)</i> .....	28
2.3.2 <i>Modelagem numérica do ensaio D5a de OLIVEIRA (2007)</i> .....	32
<b>3 ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....</b>	<b>35</b>
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	35
3.2 PROTÓTIPOS ESTUDADOS .....	36
3.3 CONCEPÇÃO E MONTAGEM DOS ENSAIOS .....	37
3.3.1 <i>Concepção dos ensaios</i> .....	37
3.3.2 <i>Fabricação e montagem dos protótipos</i> .....	39
3.3.3 <i>Instrumentação e Preparação dos Ensaio</i> .....	42
3.3.4 <i>Realização dos Ensaio</i> .....	44

3.4	RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	45
3.4.1	<i>Convenções</i> .....	45
3.4.2	<i>Resultados</i> .....	46
3.4.3	<i>Discussão e Comparação</i> .....	51
<b>4</b>	<b>CONSTRUÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS .....</b>	<b>55</b>
4.1	CONSIDERAÇÃO INICIAL.....	55
4.2	VISÃO GERAL DOS MODELOS.....	56
4.3	MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.....	58
4.4	MODELOS CONSTITUTIVOS.....	60
4.4.1	<i>Concreto</i> .....	60
4.4.2	<i>Aços do Tubo e do Crestbond</i> .....	72
4.5	CONTATOS.....	73
4.6	CONDIÇÕES DE CONTORNO.....	75
4.7	CARREGAMENTO.....	77
4.8	AQUISIÇÃO DOS RESULTADOS.....	78
<b>5</b>	<b>RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS .....</b>	<b>79</b>
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	79
5.2	RESULTADOS.....	79
5.2.1	<i>Série B - TC350-219,1x6,4-BL-02CR</i> .....	80
5.2.2	<i>Série P - TC250-355,6x9,5-BL-02CR</i> .....	82
5.2.3	<i>Série U - TR250-320x250x8,2-BL-02CR</i> .....	84
5.2.4	<i>Série A - TC350-219,1x6,4-BL-04CR</i> .....	86
5.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	89
5.3.1	<i>Validação dos modelos numéricos</i> .....	89
5.3.2	<i>Mecanismos que caracterizam <math>P_1</math> e <math>P_u</math></i> .....	92
5.3.3	<i>Deformação do conector</i> .....	95
5.4	REMODELAGEM DA SÉRIE P.....	100
<b>6</b>	<b>INVESTIGAÇÃO E CALIBRAÇÃO DA RIGIDEZ.....</b>	<b>102</b>
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	102
6.2	INVESTIGAÇÕES.....	104
6.2.1	<i>Hipótese 1: Propriedades mecânicas do concreto</i> .....	104
6.2.2	<i>Hipótese 2: Modelo constitutivo do concreto</i> .....	106
6.2.3	<i>Hipótese 3: Condições do concreto na interface com o conector</i> .....	108
6.3	CALIBRAÇÃO DA RIGIDEZ.....	111
6.3.1	<i>Modelo proposto</i> .....	111
6.3.2	<i>Resultados</i> .....	112
6.3.3	<i>Análise dos resultados</i> .....	115
<b>7</b>	<b>DISCUSSÃO E CONCLUSÃO .....</b>	<b>118</b>

7.1	DISCUSSÃO .....	118
7.2	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	120
7.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	120
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>122</b>
	<b>APENDICE .....</b>	<b>125</b>

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – Exemplos de Pilares Mistos: (a) Pilar misto preenchido com concreto; (b) Pilar misto totalmente revestido com concreto. ....	2
FIGURA 1.2 – Principais conectores para pilar mistos preenchidos com concreto: (a) Stud bolts (ABNT NBR 16239:2013); (b) Parafusos (ABNT NBR 16239:2013); (c) Anéis de transferência de carga (JACOBS & HAJJAR, 2010). ....	4
FIGURA 1.3 – Crestbond em sua concepção original para vigas (VERÍSSIMO, 2007).	5
FIGURA 1.4 – Proposta de utilização do Crestbond em pilares mistos tubulares (CALDAS <i>et al.</i> , 2014). ....	5
FIGURA 1.5 – Conector Crestbond com armaduras transversais (VERÍSSIMO, 2007).	7
FIGURA 2.1 – Principais seções transversais de pilar misto: (a) Pilar tubular circular preenchido com concreto; (b) Pilar tubular retangular preenchido com concreto; (c) Pilar totalmente revestido com concreto; (d) Pilar parcialmente revestido com concreto. ....	10
FIGURA 2.2 – Curvas Tensão-Deformação obtidas de ensaio de compressão triaxial em cilindros de concreto (RICHART <i>et al.</i> , 1928). ....	12
FIGURA 2.3 – Curva de tensão-deformação uniaxial para o concreto (HU <i>et al.</i> , 2003). ....	14
FIGURA 2.4 – Confinamento do concreto em pilares circulares e pilares retangulares.	14
FIGURA 2.5 – Comprimento e região de introdução de carga. ....	15
FIGURA 2.6 – Conector espiral (OLIVEIRA, 2013). ....	18
FIGURA 2.7 – Conectores de cisalhamento: (a) perfil U laminado; (b) pino com cabeça (OLIVEIRA, 2013). ....	19
FIGURA 2.8 – Características típicas dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) flexível e frágil; (c) rígido e dúctil; (d) flexível e dúctil (BÄRTSCHI, 2005). ....	20
FIGURA 2.9 – Perfobond e alguns conectores similares com seus desenvolvedores: (a) Leonhardt (Perfobond); (b) Rovnak; (c) Kraus; (d) Kunzel; (e) Andrä (CHRORMIAK & STUDNICKA, 2006). ....	21
FIGURA 2.10 – Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto (VERÍSSIMO, 2007). ...	22

FIGURA 2.11 – Conector Crestbond: (a) descontínuo; (b) contínuo com armaduras transversais (VERÍSSIMO, 2007). .....	23
FIGURA 2.12 – Conector de cisalhamento após colapso no concreto (OGUEJIFOR & HOSAIN, 1997).....	25
FIGURA 2.13 – Carregamento num pino de concreto (KRAUS & WURZER, 1997)..	25
FIGURA 2.14 – Ensaio padrão de cisalhamento direto ( <i>push test</i> ) (EN 1994-1-1:2004 Anexo B). .....	27
FIGURA 2.15 – Geometria do modelo A3 (VERÍSSIMO, 2007). .....	29
FIGURA 2.16 – Sobreposição das curvas força <i>versus</i> deslizamento dos ensaios experimentais e modelo numérico – Modelo A3 (SILVA, 2013). .....	30
FIGURA 2.17 – Comparação dos modelos experimental e numérico quanto à deformação do conector – Modelo A3 (SILVA, 2013).....	31
FIGURA 2.18 – Geometria do modelo D5a (OLIVEIRA, 2007). .....	32
FIGURA 2.19 – Sobreposição das curvas força <i>versus</i> deslizamento dos ensaios experimentais e modelo numérico – Modelo D5a (SILVA, 2013). .....	33
FIGURA 2.20 – Comparação dos modelos experimental e numérico quanto à deformação do conector – Modelo D5a (SILVA, 2013). .....	34
FIGURA 3.1 – Configuração dos protótipos.....	37
FIGURA 3.2 – Arranjo dos ensaios (OLIVEIRA, 2013). .....	38
FIGURA 3.3 – Concretagem dos protótipos: (a) caminhão betoneira bombeando o concreto; (b) preenchimento dos modelos com concreto; (c) moldagem dos corpos de prova para a caracterização do concreto, (d) gabarito de madeira para garantir a cota de arrasamento do concreto (OLIVEIRA, 2013) .....	40
FIGURA 3.4 – Evolução da resistência do concreto ao longo do tempo e data de realização dos ensaios.....	41
FIGURA 3.5 – Montagem do ensaio (OLIVEIRA, 2013). .....	42
FIGURA 3.6 – Instrumentação dos protótipos (OLIVEIRA, 2013). .....	43
FIGURA 3.7 – Extensômetros na superfície externa do tubo (OLIVEIRA, 2013).....	43
FIGURA 3.8 – Sistema de aquisição dos dados (OLIVEIRA, 2013). .....	44
FIGURA 3.9 – Convenção para identificação dos dentes do Crestbond.....	46

FIGURA 3.10 – Curvas força versus deslizamento do Crestbond nos ensaios da Série B. .....	47
FIGURA 3.11 – Deformação de um Crestbond da Série B ao final do ensaio. ....	47
FIGURA 3.12 – Curvas força versus deslizamento do Crestbond nos ensaios da Série P. .....	48
FIGURA 3.13 – Deformação de um Crestbond da Série P ao final do ensaio.....	48
FIGURA 3.14 – Curvas força versus deslizamento do Crestbond nos ensaios da Série U. .....	49
FIGURA 3.15 – Deformação do Crestbond da Série U ao final do ensaio. ....	49
FIGURA 3.16 – Curvas força versus deslizamento do Crestbond nos ensaios da Série A. .....	50
FIGURA 3.17 – Deformação de Crestbond da Série A ao final do ensaio. ....	50
FIGURA 3.18 – Sobreposição dos resultados das quatro séries de ensaios.....	51
FIGURA 3.19 – Enrugamento decorrente do escoamento no topo do tubo da Série A.	52
FIGURA 3.20 – Seção de PMPC parcialmente carregada (EN 1994-1-1:2004). ....	54
FIGURA 4.1 – Modelos numéricos de ensaios de cisalhamento: (a) CARDOSO (2014); (b) SILVA (2013). ....	56
FIGURA 4.2 – Configuração dos modelos numéricos das séries A, B, P e U.....	57
FIGURA 4.3 – Elemento C3D8 (SIMULIA, 2010). ....	58
FIGURA 4.4 – Aspecto da malha de elementos finitos dos três componentes do modelo. .....	59
FIGURA 4.5 – Partições do modelo.....	60
FIGURA 4.6 – Comportamento do concreto à compressão da fase elástica à ruptura. .	62
FIGURA 4.7 – Módulo secante do concreto (EN 1992-1-1:2004). ....	63
FIGURA 4.8 – Aspecto da relação tensão deformação do concreto conforme fornecida ao ABAQUS, isto é, subtraindo as parcelas de deformação elástica, para um dado $f_{ck}$ .	65
FIGURA 4.9 – Comportamento do concreto à tração da fase elástica à ruptura. ....	65
FIGURA 4.10 – Aspecto da curva que descreve a abertura das fissuras no concreto para um dado $f_{ck}$ .....	66
FIGURA 4.11 – Degradação da rigidez do concreto (SIMULIA, 2010). ....	67
FIGURA 4.12 – Aspecto das curvas de dano do concreto à compressão e à tração. ....	68

FIGURA 4.13 – (a) Critério de falha independente do eixo hidrostático; (b) Critério de falha dependente do eixo hidrostático. ....	69
FIGURA 4.14 – Influência do parâmetro K sobre a forma da superfície de escoamento. ....	69
FIGURA 4.15 – Elucidação do plano biaxial de tensões ( $\sigma_1, \sigma_2$ ). (Secção da superfície de escoamento de Drucker-Prager).....	70
FIGURA 4.16 – $\sigma_b \theta$ e $\sigma_c \theta$ no plano biaxial da superfície de escoamento de LUBLINER <i>et al.</i> (1989) (SIMULIA, 2010). ....	70
FIGURA 4.17 – Estudo paramétrico do ângulo de dilatância (MALM, 2009).....	71
FIGURA 4.18 – Estudo para escolha do valor do parâmetro de viscosidade. ....	72
FIGURA 4.19 – Determinação do comportamento dos aços do modelo em função de suas propriedades $f_y, f_u$ e $E_a$ e o aspecto da curva tensão versus deformação.....	73
FIGURA 4.20 – Superfícies de contato entre as partes do modelo. ....	74
FIGURA 4.21 – Condições de contorno na base e no topo dos protótipos. ....	75
FIGURA 4.22 – Exemplo de redução de um problema simétrico.....	75
FIGURA 4.23 – Condições de contorno: (a) Atuador; (b) Base; (c) Plano de simetria xz; (d) Plano de simetria yz. ....	76
FIGURA 4.24 – Constraint de corpo rígido e aplicação da força. ....	77
FIGURA 4.25 – Nós cujos deslocamentos verticais, subtraídos, resultam no deslizamento relativo. ....	78
FIGURA 5.1 – Curvas força <i>versus</i> deslizamento do crestbond nos ensaios da Série B e modelagem numérica da mesma.....	80
FIGURA 5.2 – Tensões de von Mises no Crestbond no incremento de força correspondente ao atingimento de $P_1$ .....	81
FIGURA 5.3 – Tensões de von Mises no Crestbond no último incremento de força realizado, cuja força aplicada corresponde a $P_u$ . ....	81
FIGURA 5.4 – Dano à compressão no concreto no último incremento de força realizado, cuja força aplicada corresponde a $P_u$ . ....	82
FIGURA 5.5 – Curvas força <i>versus</i> deslizamento do crestbond nos ensaios da Série P e modelagem numérica da mesma.....	82

FIGURA 5.6 – Tensões de von Mises no Crestbond no incremento de força correspondente ao atingimento de $P_1$ .....	83
FIGURA 5.7 – Tensões de von Mises no Crestbond no incremento de força correspondente a $P_u$ . .....	83
FIGURA 5.8 – Dano à compressão no concreto no último incremento de força realizado.....	84
FIGURA 5.9 – Curvas força <i>versus</i> deslizamento do crestbond nos ensaios da Série U e modelagem numérica da mesma.....	84
FIGURA 5.10 – Tensões de von Mises no Crestbond no incremento de força correspondente ao atingimento de $P_1$ .....	85
FIGURA 5.11 – Tensões de von Mises no Crestbond no último incremento de força realizado, cuja força aplicada corresponde a $P_u$ . .....	85
FIGURA 5.12 – Dano à compressão no concreto no último incremento de força realizado, cuja força aplicada corresponde a $P_u$ . .....	86
FIGURA 5.13 – Curvas força <i>versus</i> deslizamento do crestbond nos ensaios da Série A e modelagem numérica da mesma.....	86
FIGURA 5.14 – Erugamento no topo do tubo ao final dos ensaios da Série A devido ao escoamento do aço.....	87
FIGURA 5.15 – Tensões de von Mises no Crestbond no último incremento de força realizado.....	88
FIGURA 5.16 – Dano à compressão no concreto no último incremento de força realizado.....	88
FIGURA 5.17 – Diferença entre os modelos numéricos e experimentais quanto à variação da inclinação no início da curva força <i>versus</i> deslizamento. ....	91
FIGURA 5.18 – Critérios adotados para a obtenção da rigidez numérica e experimental. ....	92
FIGURA 5.19 – Obtenção de $P_1$ no modelo da Série U a partir da distribuição das tensões de von Mises em D1 .....	93
FIGURA 5.20 – Esquematização da solicitação e esmagamento do concreto frente à deformação de D1.....	94
FIGURA 5.21 – Escoamento generalizado do Crestbond e esmagamento do concreto. ....	94

FIGURA 5.22 – Deslocamentos dos dentes nos modelos experimental e numérico. ....	95
FIGURA 5.23 – Comparação qualitativa da deformação final de D1 na Série B e esquematização das tensões predominantes. ....	96
FIGURA 5.24 – Diferença de comportamento entre os modelos numérico e experimental da Série P quanto à deformação e ductilidade. ....	98
FIGURA 5.25 – Sobreposição das curvas força <i>versus</i> deslizamento do modelo original (Modelo 01) e do modelo com $E_a$ alterado (Modelo 02), e comparação com os resultados experimentais (P1 e P2). ....	100
FIGURA 5.26 – Aumento da deformação em decorrência da manipulação de $E_a$ . (Notar a grande diferença entre modelos numéricos e experimental quanto a maneira como D1 se deformou) ....	101
FIGURA 6.1 – Comparação entre os modelos numérico e experimental da Série A quanto ao deslizamento do Crestbond no concreto ao final do ensaio. ....	103
FIGURA 6.2 – Tentativas de aproximação da curva experimental através da manipulação de $f_{cm}$ no modelo numérico. ....	104
FIGURA 6.3 – Tentativas de aproximação da curva experimental através da manipulação de $E_{cm}$ no modelo numérico. ....	105
FIGURA 6.4 – Comparação dos resultados obtidos neste trabalho (a) com os resultados obtidos por SILVA (2013) (b, c) quanto à aproximação das curvas numéricas e experimentais. ....	106
FIGURA 6.5 – (a) Folgas na interface do Crestbond com o concreto; (b) e (c) Falhas no concreto. ....	108
FIGURA 6.6 – Dimensões das folgas constatadas na interface do Crestbond com o concreto – (a) Folga em D1 = 2,0 mm; (b) Folga em D2 = 0,74 mm; (c) Folga em D3 = 1,27 mm. ....	109
FIGURA 6.7 – Faixa de elementos mais deformáveis na interface do concreto com o Crestbond. ....	111
FIGURA 6.8 – Calibração do módulo de elasticidade $E_{int}$ . (Apenas a curva B1 dos ensaios da Série B é apresentada para facilitar a visualização) ....	112

FIGURA 6.9 – Resultado do modelo calibrado sobreposto aos resultados experimental e do modelo original. (Apenas a curva B1 da Série B é apresentada para facilitar a visualização).....	112
FIGURA 6.10 – Comportamento da faixa mais deformável e sua influência na configuração deformada final do modelo.....	113
FIGURA 6.11 – Tensões de von Mises no Crestbond no incremento de força correspondente ao atingimento de $P_1$ .....	114
FIGURA 6.12 – Tensões de von Mises no Crestbond no último incremento de força realizado. (Não corresponde à resistência última uma vez não se atingiu o patamar horizontal).....	114
FIGURA 6.13 – Comparação entre os modelos original, calibrado e experimental quanto à configuração deformada de D1.....	115
FIGURA 6.14 – Comparação entre os modelos original, calibrado e experimental quanto ao deslocamento U3 ao se atingir $P_1$ .....	116

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Características geométricas e físicas do modelo A3 (SILVA, 2013)...	30
TABELA 2.2 – Precisão do modelo numérico de SILVA (2013) quanto à força máxima e rigidez – Modelo A3.....	31
TABELA 2.3 – Características geométricas e físicas do modelo D5a (SILVA, 2013). 33	
TABELA 2.4 – Precisão do modelo numérico de SILVA (2013) quanto à força máxima e rigidez – Modelo D5a. ....	34
TABELA 3.1 – Séries de ensaios experimentais modeladas e estudadas neste trabalho. ....	36
TABELA 3.2 – Propriedade mecânicas dos aços do modelo.....	39
TABELA 3.3 – Valores de $f_{cm}$ obtidos nos ensaios de caracterização.....	40
TABELA 3.4 – Ensaios realizados e os respectivos valores de $f_{cm}$ .....	41
TABELA 3.5 – Influência da geometria do tubo nas propriedades do conector.....	54
TABELA 4.1 – Ensaios realizados e os respectivos valores de $E_{cm}$ .....	62
TABELA 4.2 – Pares ordenados para a definição do comportamento pós-crítico do concreto à tração (SILVA, 2013). ....	66
TABELA 5.1 – Precisão dos modelos numéricos na obtenção das propriedades do conector. ....	89
TABELA 5.2 – Comparativo da influência da geometria do tubo nos valores de $P_u$ , $P_1$ e $k$ . ....	90
TABELA 5.3 – Comparação dos modelos experimental e numérico quanto aos deslocamentos de D1 e D3. ....	96
TABELA 5.4 – Comparação dos resultados numéricos com o experimental. ....	101
TABELA 6.1 – Variação dos valores de $P_u$ , $P_1$ e $k$ frente à variação dos valores de $f_{cm}$ e $E_{cm}$ .....	105
TABELA 6.2 – Comparação dos valores de rigidez numéricos e experimentais deste trabalho com os resultados de SILVA (2013), VERÍSSIMO (2007) e OLIVEIRA (2007). ....	107
TABELA 6.3 – Comparativo dos modelos original e numérico quanto à precisão. ....	115

TABELA 7.1 –Rigidez do Crestbond e de outros conectores em ensaios de cisalhamento usuais (adaptado de ALMEIDA, 2012).....	119
--	-----

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Técnico
DEES	Departamento de Engenharia de Estruturas
DT	Transdutores de deslocamento
EN	Norma Europeia
FAPEMIG	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais
FP	Fator de Proporcionalidade para análise comparativa
LAEES	Laboratório de Análise Experimental de Estruturas
NBR	Norma Brasileira
PMPC	Pilar Misto Preenchido com Concreto
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
UFSC	Universidade Federal de São Carlos
UFV	Universidade Federal de Viçosa

## LISTA DE SIMBOLOS

### MAIÚSCULO

$A_a$	Área da seção transversal do perfil de aço
$A_c$	Área da seção transversal do componente de concreto
$A_{cc}$	Área de concreto ao cisalhamento
$A_s$	Área da seção transversal da armadura
$A_{tr}$	Área da armadura transversal
$A_l$	Área da região carregada da seção transversal do elemento de concreto
$D$	Diâmetro de referência da abertura trapezoidal no conector Crestbond
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$K$	Parâmetro para definição da superfície de escoamento ( <i>Concrete Damaged Plasticity</i> - ABAQUS)
$N_{a,Sd}$ e $N_{c,Sd}$	Força axial solicitante de cálculo no aço e concreto respectivamente
$N_{pl,a,Rd}$	Força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total
$N_{pl,Rd}$	Força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à

	plastificação total
$N_{Sd}$	Força axial solicitante de cálculo
$P_1$	Força que leva à perda da linearidade da relação força <i>versus</i> deslizamento do Crestbond
$P_{Rk}$	Resistência característica de cálculo de um conector de cisalhamento
$P_u$	Resistência última do Crestbond
$S_i$	Rigidez secante
$V_{1,Sd}$	Força cortante solicitante de cálculo no comprimento de introdução de carga no pilar misto
$V_{Sd}$	Força cortante solicitante de cálculo

## MINÚSCULO

a	Diâmetro do tubo ou dimensão do lado da seção quadrada
$b_f$	Largura da mesa
d	Altura útil
$d_c$	Dano à compressão uniaxial do concreto
$d_t$	Dano à tração uniaxial do concreto
$f_c$	Resistência à compressão do concreto
$f_c$	Resistência à compressão
$f_{cc}$	Resistência à compressão sob confinamento
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{cm}$	Resistência média à compressão do concreto
$f_{ctm}$	Resistência média à tração do concreto
$f_l$	Pressão lateral de confinamento
$f_u$	Resistência à ruptura do aço
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$h_{sc}$	Altura do conector
k	Rigidez do Crestbond em regime linear; Constante
n	número de furos do conector
t	Espessura da parede do tubo
$t_f$	Espessura da mesa
$t_{pl}$	Espessura da pré-laje
$t_{sc}$	espessura da chapa do conector
$t_w$	Espessura da alma
u	Deslocamento

## LETRAS GREGAS

$\varepsilon$	Deformação total
$\varepsilon_c$	Deformação do concreto
$\varepsilon_c$	Deformação do concreto
$\varepsilon_{cc}$	Deformação do concreto confinado
$\varepsilon^{el}$	Deformação elástica
$\varepsilon^{pl}$	Deformação plástica
$\varepsilon_y$	Deformação do aço
$\alpha, \alpha_{tD}, \alpha_{tE}$	Constantes
$\beta$	Constante
$\gamma_c$	Massa específica do concreto
$\delta_{D1}$	Deslocamento do topo do dente D1 em relação à sua base
$\delta_{D3}$	Deslocamento do topo do dente D3 em relação à sua base
$\delta_i$	Deslizamento relativo inicial
$\delta_u$	Deslizamento relativo máximo
$\delta_{uk}$	Deslizamento relativo máximo característico
$\eta$	Constante
$\eta_{cL}$	Constante
$\mu$	Parâmetro de viscosidade ( <i>Concrete Damaged Plasticity</i> - ABAQUS); Coeficiente de atrito
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\sigma_{b0}$	Resistência à compressão no estado biaxial
$\sigma_c$	Tensão de compressão
$\sigma_{c0}$	Resistência à compressão no estado uniaxial
$\sigma_t$	Tensão de tração
$\tau_{Rd}$	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo
$\psi$	Ângulo de dilatância

## RESUMO

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

A norma brasileira “Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares” - ABNT NBR 16239:2013 propõe a utilização de parafusos ou conectores pino com cabeça como conectores de cisalhamento em pilares mistos. Recentemente, pesquisadores da Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG propuseram utilizar neste tipo de pilar o conector Crestbond, que foi originalmente concebido para aplicação em vigas mistas e consiste em uma chapa recortada formando dentes trapezoidais. Para estudar o comportamento do Crestbond em pilares mistos preenchidos com concreto, esses pesquisadores realizaram uma série de ensaios de cisalhamento que buscam recriar as condições observadas em pilares deste tipo. Este trabalho se dedica a modelar numericamente alguns desses ensaios buscando elucidar o comportamento desse conector nos pilares em questão. Para isto, primeiramente foram estudados e analisados os ensaios de cisalhamento realizados por esses pesquisadores, bem como os resultados por eles obtidos. Em seguida, foi elaborado um modelo numérico que busca recriar as características dos protótipos ensaiados. Ao final, foi feito um trabalho de validação do modelo através de uma análise crítica e comparativa entre os resultados numéricos e experimentais. Neste trabalho de análise dos resultados e validação do modelo numérico foram identificados importantes mecanismos e padrões de comportamento do conector, referentes à rigidez, à capacidade resistente e à força que leva à perda da linearidade da relação força *versus* deslizamento. Além disto, foram feitas uma série de considerações acerca da rigidez do Crestbond e de como as condições do concreto no interior do perfil tubular interferem nesta propriedade.

*Palavras-chave: Crestbond, Pilares Mistos Preenchidos com Concreto, Simulação Numérica, Ensaios de Cisalhamento.*

## ABSTRACT

AGUIAR, O. P. - *Study of the Behavior of Crestbond Connectors in Composite Columns with Concrete Filled Tubes*. Belo Horizonte, 2015 – Master's Thesis. Structural Engineering Department Program, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

The Brazilian Standard “Design of steel and composite structures for buildings using hollow sections” - ABNT NBR 16239:2013 proposes the use of screws or Stud Bolts as shear connectors in composite columns. Recently, researchers from Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG proposed to use, in this type of column, the Crestbond connector, which was originally designed for use in composite beams and consists of a puzzle shaped steel plate. To study the behavior of this connector when used in composite columns with concrete filled tubes, these researchers performed a series of push tests that seek to recreate the conditions observed in this kind of columns. This work is dedicated to simulate some of these push tests through finite element method in order to elucidate the behavior of this connector on these columns. For this, the push tests conducted by these researchers as well as the results achieved by them were studied, and then a numerical model that aims to recreate the characteristics of these tests was proposed. Finally, an effort to validate the numerical model through a comparative analysis of the results was conducted. Throughout this model validation effort, important mechanisms and behavior patterns of the connector were identified, concerning aspects such as stiffness, ultimate strength and the force that leads to loss of linearity of the force *versus* slip curve. Additionally, a number of considerations were made regarding the stiffness of the Crestbond and how the conditions of the concrete within the hollow section interfere in this property.

*Keywords: Crestbond, Composite Columns with Concrete Filled Tubes, Numerical Simulation, Push Tests.*

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Iniciais

Ao longo dos séculos XIX e XX o concreto e o aço se consagraram como os principais materiais de construção no mundo, integrando grande parte das soluções de engenharia concebidas nesse período. Contudo, visando uma utilização cada vez mais racional desses materiais, o concreto e o aço têm sido constantes alvos de pesquisa pela comunidade científica, possibilitando a obtenção de estruturas cada vez mais leves e arrojadas.

Nesse contexto de constante otimização das estruturas, surgiu o conceito de estrutura mista, onde se combinam perfis de aço com concreto para constituir um único elemento estrutural, de modo que um componente complemente o outro, aproveitando ao máximo as vantagens de cada um.

O aço é um material com elevada relação entre resistência e peso específico, o que permite a concepção de elementos leves e esbeltos, porém susceptíveis a problemas de instabilidade. O concreto, por outro lado, gera elementos pesados e volumosos, e, por não apresentar boa resistência à tração, precisa se aliar ao aço para resistir a estes esforços. Uma característica

favorável do concreto, especialmente para pilares mistos, é sua grande facilidade de execução e moldagem, o que permite que ele preencha ou envolva facilmente um perfil de aço, conforme se observa na FIGURA 1.1.

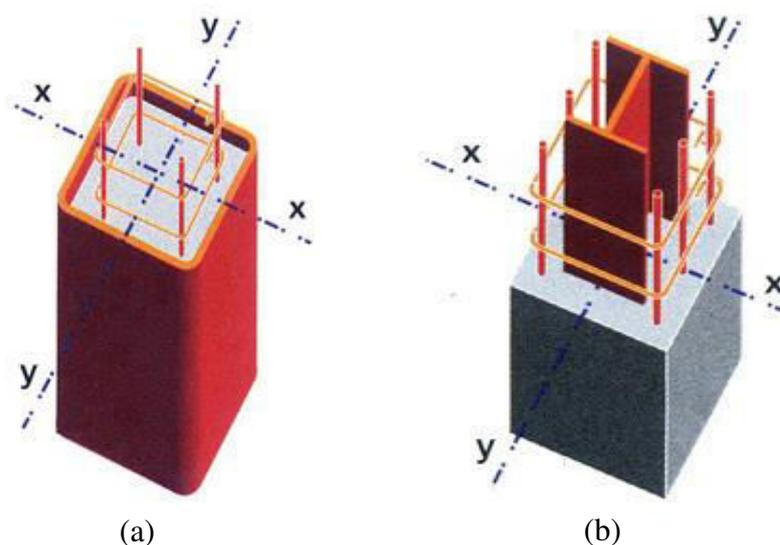


FIGURA 1.1 – Exemplos de Pilares Mistos: (a) Pilar misto preenchido com concreto; (b) Pilar misto totalmente revestido com concreto (fonte: internet).

Dessa forma, os sistemas mistos buscam aliar esses dois materiais de modo que um cubra as deficiências do outro, proporcionando assim uma maior eficiência estrutural. Conforme se observa na FIGURA 1.1, no caso dos pilares mistos o perfil de aço fica menos propenso à instabilidade local devido ao contato com o concreto. Da mesma forma, o concreto pode experimentar um aumento de resistência devido ao confinamento promovido pelo aço. Assim, a partir dessas interações, pode-se conseguir uma redução no peso próprio e volume de uma estrutura sem perder capacidade resistente.

Outro ganho que se obtém desses sistemas é a possibilidade de se dispensar as fôrmas e escoramentos, uma vez que os perfis de aço podem exercer essas funções na fase de construção da estrutura. Além disso, o comportamento em situação de incêndio e sismos melhora consideravelmente. Por essas razões, os sistemas mistos têm tido grande aceitação no mercado, sendo usados principalmente em pontes e grandes edificações.

O comportamento desse tipo de estrutura tem sido amplamente estudado desde sua difusão na construção civil. Entretanto, carece ainda de estudos no que diz respeito à transferência de carga entre o perfil de aço e o concreto nos pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC). A ligação das vigas de uma edificação com os PMPC por vezes gera esforços que não são resistidos pelos dois componentes na proporção adequada, o que compromete o comportamento misto do elemento e todos os ganhos que este poderia oferecer.

Para que o perfil de aço e o concreto trabalhem em conjunto, deve haver interação entre eles. Essa interação, ou a repartição da carga entre os dois componentes, pode ser garantida pela aderência e atrito, entretanto, quando as cargas são elevadas é necessário que se utilizem meios mecânicos para a realização desse trabalho. Dentre os dispositivos utilizados atualmente para realizar essa interação mecânica podem-se citar os conectores pino com cabeça (*stud bolts*), parafusos e os anéis de transferência de carga. A FIGURA 1.2 apresenta cada um desses dispositivos.

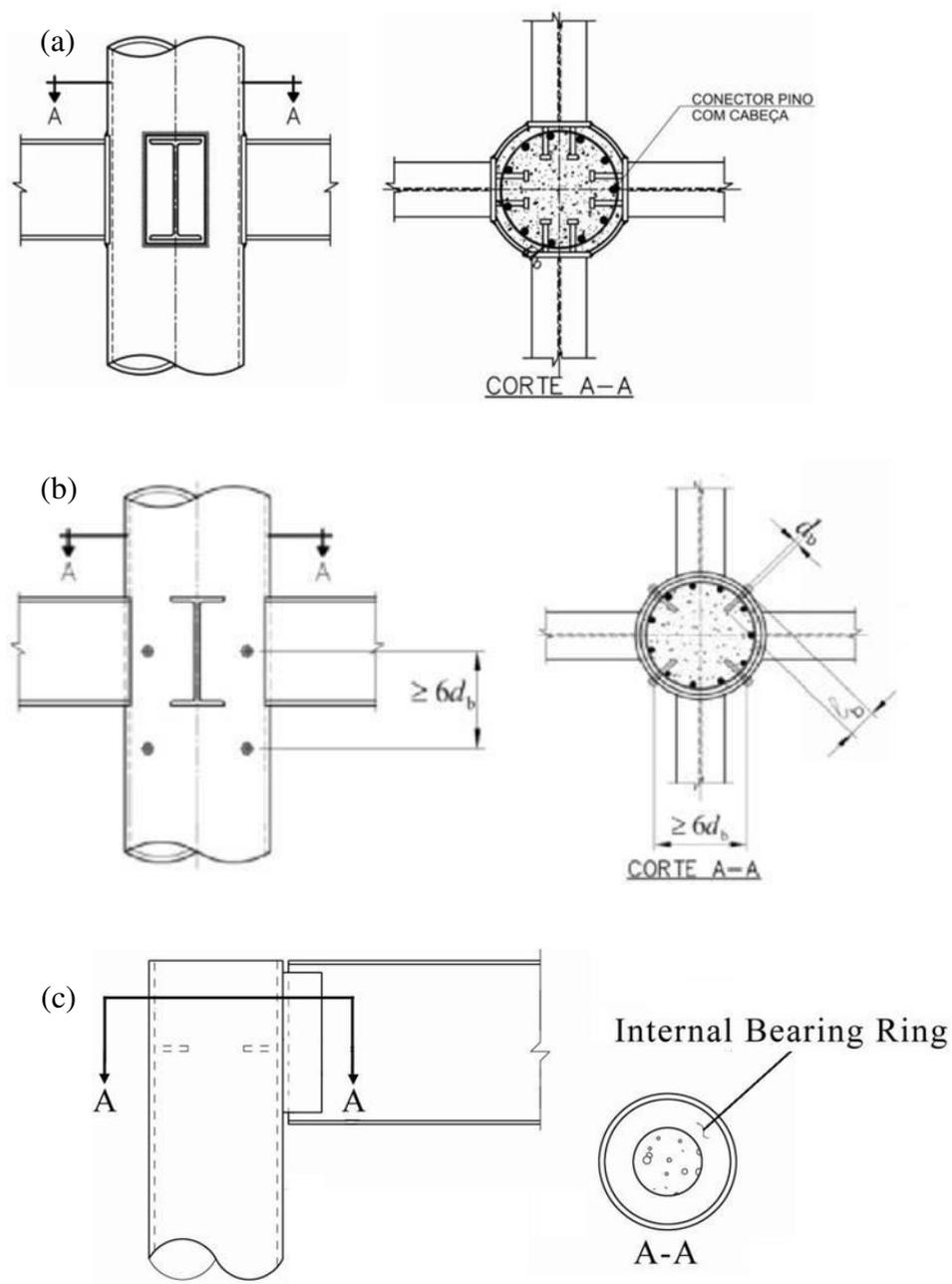


FIGURA 1.2 – Principais conectores para pilar mistos preenchidos com concreto: (a) Stud bolts (ABNT NBR 16239:2013); (b) Parafusos (ABNT NBR 16239:2013); (c) Anéis de transferência de carga (JACOBS & HAJJAR, 2010).

Esses dispositivos apresentam vantagens e desvantagens, o que faz com que cada situação de projeto precise ser estudada para se definir a alternativa mais adequada.

Recentemente, no Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais (DEES-UFMG), trabalhos vêm sendo desenvolvidos propondo o uso do conector Crestbond nos PMPC (CALDAS *et al.*, 2014; OLIVEIRA, 2013). Esse conector, originalmente desenvolvido para uso em vigas, foi estudado neste trabalho em conjunto com OLIVEIRA (2013), buscando viabilizar sua utilização em PMPC. O Crestbond pode ser visualizado na FIGURA 1.3 e FIGURA 1.4, na sua concepção original para vigas e como elemento de transmissão de cargas em pilares mistos tubulares, respectivamente.

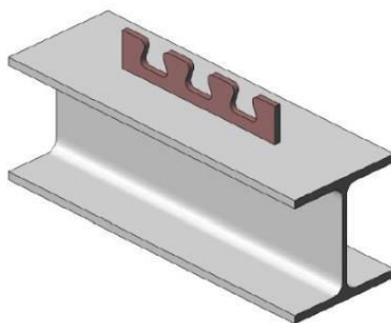


FIGURA 1.3 – Crestbond em sua concepção original para vigas (VERÍSSIMO, 2007).

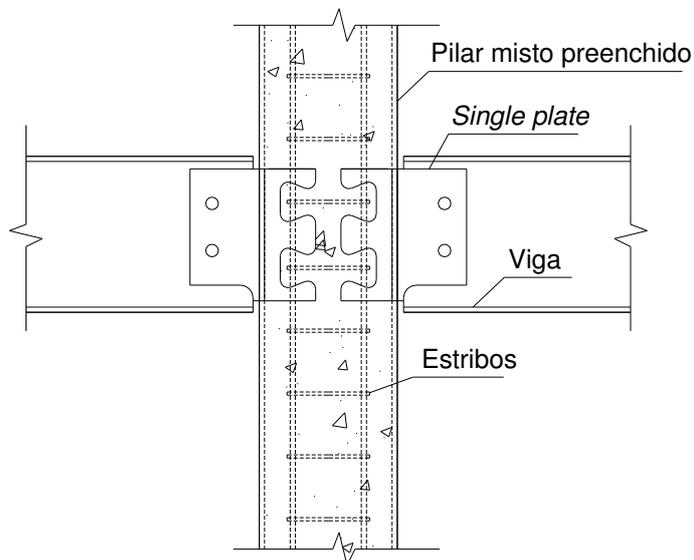


FIGURA 1.4 – Proposta de utilização do Crestbond em pilares mistos tubulares (CALDAS *et al.*, 2014).

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

O objetivo geral deste trabalho consiste em investigar o comportamento do conector de cisalhamento Crestbond quando utilizado como dispositivo de transferência de carga em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto, realizando, para tal, um modelo computacional em elementos finitos.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- acompanhar e documentar os ensaios de cisalhamento para análise experimental do Crestbond em PMPC, conduzidos por OLIVEIRA (2013);
- desenvolver e calibrar com base nos resultados dos ensaios supracitados um modelo numérico via Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando o software ABAQUS (6.13);
- analisar e discutir o comportamento do Crestbond quando utilizado em PMPC com base na observação dos ensaios experimentais e nos resultados do modelo numérico.

## **1.3 Justificativa e Relevância do Tema**

Os elementos estruturais mistos, embora já sejam amplamente utilizados no exterior, estão ainda a ganhar espaço no cenário da construção civil no Brasil. Foi recentemente publicada no Brasil uma norma para projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto utilizando perfis tubulares, a ABNT NBR 16239:2013, que apresenta duas alternativas para a transferência de carga entre os componentes dos PMPC, uma utilizando conectores pino com cabeça e outra utilizando parafusos (FIGURA 1.2 a e b). Este trabalho visa a investigar o desempenho de um novo mecanismo de transferência de carga em pilares mistos que utiliza o conector de cisalhamento Crestbond, desenvolvido no DEES-UFMG por VERÍSSIMO (2007).

O Crestbond possui atributos que o tornam particularmente atraente para a aplicação em PMPC: sua geometria, que possibilita compatibilização com a armadura interna do pilar (FIGURA 1.5), sua rigidez para comportamento em serviço, que indica possibilidade de maior eficiência em relação a alternativas encontradas na literatura, e a possibilidade de ter sua parte sólida projetada com maiores dimensões para funcionar como chapa de ligação com as vigas (*single plate*), como mostra a FIGURA 1.4.

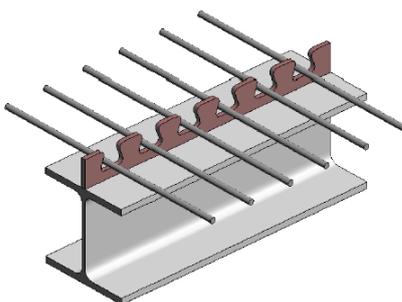


FIGURA 1.5 – Conector Crestbond com armaduras transversais (VERÍSSIMO, 2007).

## 1.4 Estrutura da Dissertação

No Capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica levantando aspectos importantes para a compreensão do tema em estudo, bem como resultados de trabalhos úteis à construção dos argumentos na discussão acerca do comportamento do Crestbond quando utilizado em PMPC.

No Capítulo 3, descrevem-se os ensaios experimentais realizados por OLIVEIRA (2013), focando nos aspectos mais importantes para a compreensão da metodologia utilizada e construção dos modelos numéricos. Em seguida são apresentados os resultados dos ensaios e realizada uma breve discussão dos mesmos.

No Capítulo 4, apresentam-se os aspectos fundamentais à construção dos modelos numéricos justificando a escolha dos recursos disponibilizados pelo *software* ABAQUS e parâmetros adotados.

No Capítulo 5, os resultados dos modelos numéricos são apresentados e comparados com os resultados experimentais, visando a avaliar a validade desses modelos e compreender os mecanismos que ditam o comportamento do Crestbond em PMPC.

O Capítulo 6 se dedica à investigação da rigidez ao deslizamento do conector em estudo, propriedade que ganhou grande evidência no decorrer do estudo devido à dificuldade de reproduzi-la numericamente.

No capítulo 7 é feita uma discussão reunindo as análises e conclusões dos capítulos 5 e 6 e, em seguida, o trabalho é concluído com algumas considerações finais e com a sugestão de novas investigações que possam vir a solucionar questões ainda pendentes.

# 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Consideração inicial

Este capítulo se dividirá em duas partes. A primeira abordará tópicos mais genéricos da bibliografia dentro do contexto geral dos conectores de cisalhamento em PMPC, tendo como propósito maior trazer fundamentos importantes ao entendimento deste trabalho. A segunda estará mais diretamente relacionada ao escopo do trabalho, tratando de artigos específicos e com resultados úteis à construção e entendimento das análises apresentadas nos capítulos seguintes.

## 2.2 Contextualização e Fundamentação

### 2.2.1 Pilares Mistos

Os pilares mistos podem ser classificados como preenchidos com concreto, totalmente revestidos com concreto ou parcialmente revestidos com concreto (FIGURA 2.1). Em todas essas configurações tem-se o mesmo propósito, o de fazer com que o concreto e o aço trabalhem em conjunto, configurando assim um único elemento estrutural.

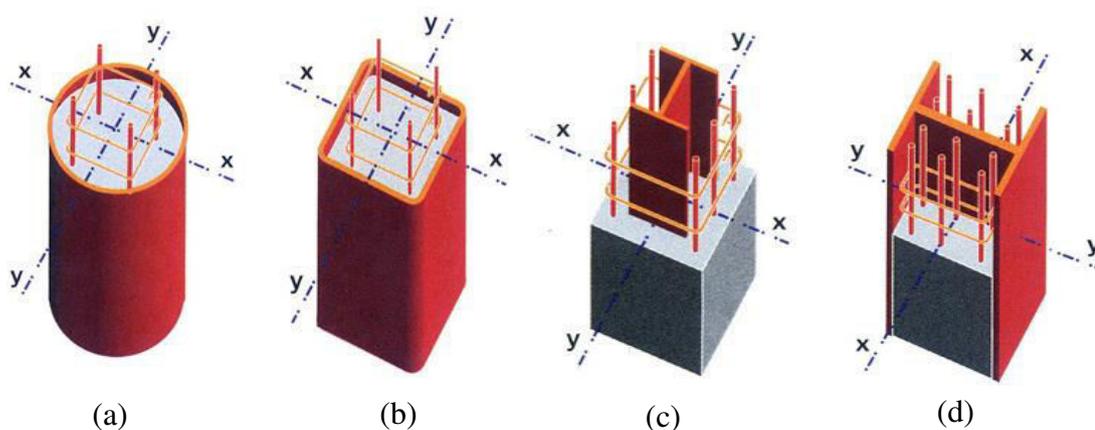


FIGURA 2.1 – Principais seções transversais de pilar misto: (a) Pilar tubular circular preenchido com concreto; (b) Pilar tubular retangular preenchido com concreto; (c) Pilar totalmente revestido com concreto; (d) Pilar parcialmente revestido com concreto (fonte: internet).

Esses elementos estruturais mistos apresentam uma série de vantagens em relação aos elementos convencionais. São elas:

- Em pilares tubulares circulares observa-se um aumento expressivo da capacidade resistente do concreto devido ao efeito de confinamento conferido pelo perfil de aço. O aumento da capacidade resistente é proporcional à área de concreto confinado, sendo ele totalmente confinado no caso da FIGURA 2.1 a e confinado apenas em uma pequena região entre as mesas do perfil e os estribos no caso da FIGURA 2.1 c.

- Nas configurações usuais de pilares mistos, as paredes dos perfis de aço ficam contidas pelo contato com o concreto (pelo menos em um sentido), dificultando ou impedindo a ocorrência de flambagem local.
- Dos ganhos em desempenho supracitados pode-se conseguir uma redução de volume e peso das estruturas sem perda de capacidade portante, e, por conseguinte, fundações mais econômicas.
- Os pilares mistos preenchidos com concreto e os parcialmente revestidos com concreto apresentam maior facilidade de execução em relação aos pilares convencionais de concreto armado. Além de dispensarem ou reduzir a necessidade de fôrmas convencionais (FIGURA 2.1 a, b e d), fica mais fácil garantir o prumo dos elementos.
- Em pilares mistos constituídos por perfil de seção aberta parcial ou totalmente revestido com concreto, há uma melhor proteção do perfil de aço contra corrosão e fogo (CARDOSO, 2014).
- Em regiões sujeitas a terremotos os pilares mistos apresentam uma utilização mais favorável em função de uma maior tenacidade<sup>1</sup> e ductilidade<sup>2</sup>. O aço, por ser um material mais tenaz que o concreto, faz com que os pilares mistos consigam absorver mais energia até a sua ruptura quando submetidos a impactos. O concreto é um material frágil, ao contrário do aço que consegue se deformar plasticamente sem se romper. Devido à ductilidade do aço, os pilares mistos são capazes de redistribuir tensões locais elevadas, favorecendo seu emprego em locais com abalos sísmicos, pois o comportamento do concreto confinado torna-se mais dúctil. No caso de edifícios altos, a estrutura mista, em relação às estruturas de aço, apresenta melhores características de amortecimento aos movimentos provocados por ações laterais (CHAVES, 2001).

---

<sup>1</sup> Tenacidade: é a energia total, plástica ou elástica, que o material pode absorver até a ruptura. Fonte: FERRAZ, Henrique. O Aço na Construção Civil. **Revista Eletrônica de Ciências**. Número 22, Outubro/Novembro/Dezembro de 2003 [http://cdcc.sc.usp.br/ciencia/artigos/art\\_22/aco.html](http://cdcc.sc.usp.br/ciencia/artigos/art_22/aco.html) Acesso em 09/07/2012.

<sup>2</sup> Ductilidade: capacidade do material de se deformar sob a ação de cargas antes de se romper. Fonte: FERRAZ (2003).

Com relação às desvantagens desses elementos, a principal delas está relacionada exatamente à condição essencial para o funcionamento dos pilares mistos, a interação entre os materiais. Para que haja comportamento misto, o aço e o concreto não podem apresentar deslocamentos relativos significativos em sua interface, mas quando submetidos a carregamentos mais elevados a aderência e atrito entre o aço e o concreto podem não ser suficientes para garantir esse acoplamento. Surge então a necessidade de se utilizar dispositivos mecânicos que, por si só, representam um custo e uma complexidade adicional que não se observam nos pilares convencionais.

Segundo OLIVEIRA (2013), essa interação, ou solidarização, entre o aço e o concreto tende a ser mais complexa na região das ligações e em PMPC, necessitando, nesses casos, de soluções mais elaboradas. Este trabalho tem o objetivo de investigar uma dessas soluções.

## 2.2.2 Efeito de Confinamento no Concreto

Os primeiros estudos do efeito do confinamento no concreto foram realizados por RICHART *et al.* (1928). Esses estudos mostraram um considerável aumento de resistência e deformação máxima para cilindros de concreto submetidos à pressão de confinamento. A FIGURA 2.2 apresenta os resultados obtidos.

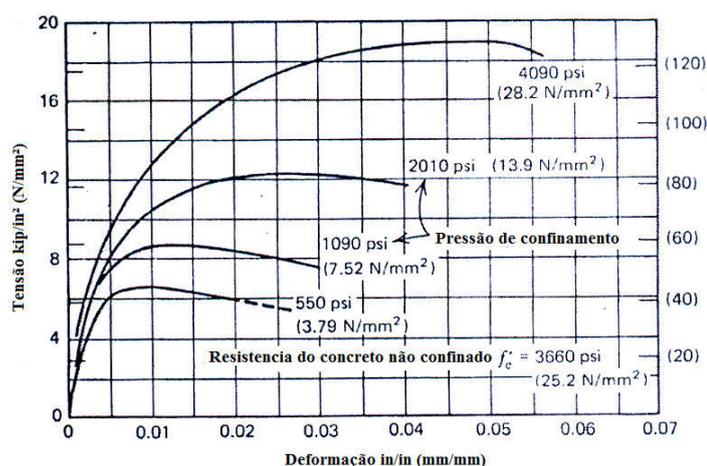


FIGURA 2.2 – Curvas Tensão-Deformação obtidas de ensaio de compressão triaxial em cilindros de concreto (RICHART *et al.*, 1928).

A partir desses ensaios definiu-se a seguinte expressão:

$$f_{cc} = f_c + 4,1f_l \quad (2.1)$$

onde,

$f_c$  = resistência à compressão sem confinamento;

$f_{cc}$  = resistência à compressão sob confinamento;

$f_l$  = pressão lateral de confinamento.

O confinamento do concreto pode se dar de duas formas: devido à atuação de forças externas (confinamento ativo), ou devido à presença de elementos que cintem o concreto, como estribos ou perfis tubulares (confinamento passivo).

O segundo modo de confinamento, o passivo, se inicia apenas quando o concreto está sob tensões elevadas, da ordem de sua resistência  $f_c$ , pois nessas condições as deformações transversais crescem bastante devido a microfissuração do concreto, fazendo com que o mesmo se expanda contra a contenção lateral.

Segundo CHAVES (2001), o efeito do confinamento em um pilar misto está relacionado à deformação transversal dos materiais que o compõem. Contudo, observando o coeficiente de Poisson do aço ( $\nu = 0,30$ ) nota-se que ele é superior ao do concreto ( $\nu = 0,15$  a  $0,20$ ). Portanto o aço deveria se expandir mais do que o concreto, inviabilizando o confinamento. Entretanto, quando a sollicitação de compressão no concreto ultrapassa valores da ordem de  $0,5 f_c$ , o concreto começa a fissurar internamente, o que faz com que as deformações transversais aumentem, excedendo a expansão do perfil tubular. Só então o concreto começa a sollicitar o perfil e, portanto, a entrar em confinamento.

De acordo com HU *et al.* (2003), pilares mistos tubulares preenchidos com concreto podem proporcionar um ótimo desempenho em situações de sismos devido à elevada ductilidade e à grande capacidade de absorção de energia do concreto sob confinamento. Na FIGURA 2.3 podem-se observar essas duas características.

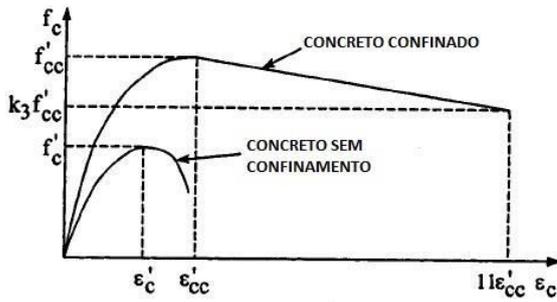


FIGURA 2.3 – Curva de tensão-deformação uniaxial para o concreto (HU *et al.*, 2003).

Segundo MANDER *et al.* (1988), a relação entre as resistências do concreto confinado em um PMPC e um concreto não confinado,  $f_{cc}$  e  $f_c$ , bem como a relação entre as deformações correspondentes,  $\epsilon_{cc}$  e  $\epsilon_c$ , podem ser expressas pelas equações:

$$f_{cc} = f_c + k_1 f_1 \quad (2.2)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_c \left( 1 + k_2 \frac{f_1}{f_c} \right) \quad (2.3)$$

onde  $k_1$  e  $k_2$  são obtidos em função do traço do concreto e da pressão lateral.

De acordo com OLIVEIRA (2008), em geral, apenas os pilares mistos circulares apresentam acréscimo de resistência devido ao estado triaxial de tensões. Esse acréscimo não é percebido nos pilares retangulares, pois as faces do tubo retangular normalmente não são suficientemente rígidas para resistir à pressão exercida pelo concreto. A FIGURA 2.4 ilustra esse fenômeno.

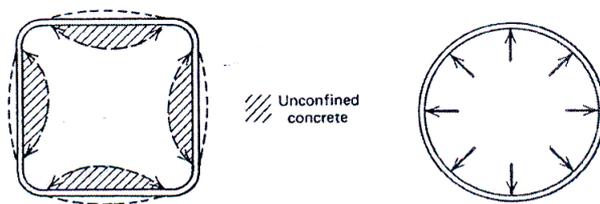


FIGURA 2.4 – Confinamento do concreto em pilares circulares e pilares retangulares.

### 2.2.3 Introdução e Transferência de Carga

Segundo a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, regiões de introdução de cargas são aquelas em que ocorrem variações localizadas de esforços solicitantes devido a ligações do pilar com vigas, ou aquelas onde ocorre interrupção da armadura longitudinal, como em emendas do pilar ou em bases. A norma determina que nessas regiões deve-se evitar que ocorra um escorregamento significativo na interface entre o concreto e o perfil de aço. Para isso, assume-se um comprimento de introdução de carga igual a duas vezes a menor dimensão da seção do pilar ou um terço da distância entre pontos de introdução de carga, o que for menor, conforme apresenta a FIGURA 2.5.

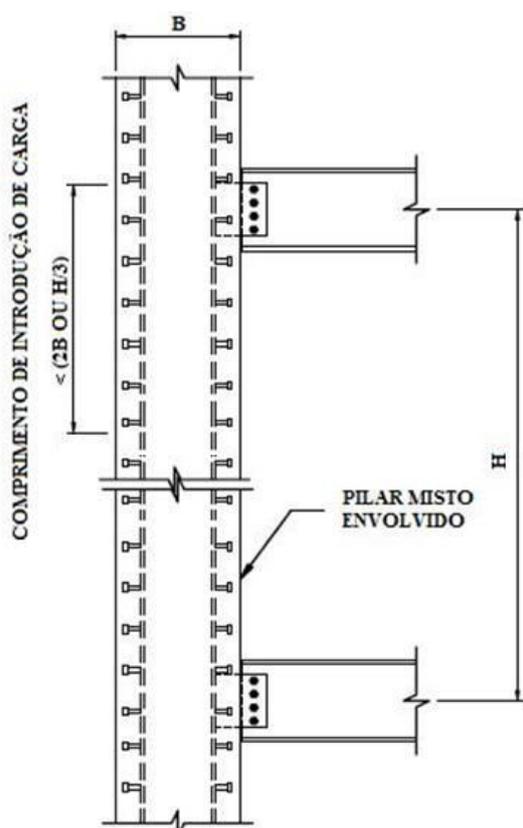


FIGURA 2.5 – Comprimento e região de introdução de carga.

Segundo STAROSSEK & FALAH (2008), em ligações de pilares mistos tubulares com as vigas de uma estrutura, geralmente a força cortante não é transferida imediatamente para o

núcleo de concreto, mas sim para o perfil. A transferência do carregamento para o núcleo se dá através da interação entre o aço e o concreto.

Dada a maneira como as cargas são introduzidas nos pilares mistos, fica evidente a importância dos mecanismos de transferência de carga, pois não havendo uma transferência adequada o tubo pode absorver mais força que o previsto e exceder sua capacidade resistente. Dessa forma, deve-se garantir uma compatibilização de deslocamentos entre os componentes do pilar de maneira a assegurar que cada um deles receba os quinhões de carga adequados, ou seja, assegurar o comportamento misto desejado.

Segundo OLIVEIRA (2013), no dimensionamento dos pilares mistos as normas vigentes assumem que existe uma interação plena entre os componentes, ou seja, que não há deslizamento relativo entre eles. Buscando garantir isso, a ABNT NBR 8800:2008 estabelece um limite para o valor da tensão de cisalhamento na interface entre os componentes,  $\tau_{Rd}$ , igual a 0,4 MPa para pilares retangulares e 0,55 MPa para pilares circulares preenchidos com concreto, devendo-se utilizar conectores de cisalhamento caso esse limite seja excedido.

Para obter o valor das tensões de cisalhamento atuantes na interface aço-concreto, é preciso determinar o quinhão de carga a ser absorvido por cada parte, pois, a força a transitar pela interface será igual ao quinhão de carga a ser resistido pela parte da seção mista que não está diretamente conectada às vigas, em geral o concreto.

Existem duas abordagens para tratar a repartição da carga entre os componentes do pilar. A primeira considera que o carregamento aplicado seja distribuído entre os elementos – perfil, concreto e armadura – proporcionalmente à rigidez de cada um deles, a segunda assume que a carga seja repartida de acordo com a capacidade resistente dos elementos.

A primeira abordagem, proposta por WIUM & LEBET (1994), estabelece que um pilar misto submetido a um esforço axial  $N_{sd}$  terá o concreto e o perfil de aço solicitados, respectivamente, por:

$$N_{c,Sd} = \frac{N_{sd}(E_{cm}A_c + E_aA_s)}{(E_aA_a + E_{cm}A_c + E_aA_s)} \quad (2.4)$$

$$N_{a,Sd} = N_{sd} - N_{c,Sd} \quad (2.5)$$

onde:

$E_{cm}, E_a$  = módulo de elasticidade secante do concreto e do aço respectivamente.

$A_c, A_s, A_a$  = áreas das seções transversais do concreto, da armadura e do perfil metálico, respectivamente.

Segundo OLIVEIRA (2013) essa abordagem é útil para verificações do regime de serviço e só é válida quando o esforço é introduzido no perfil de aço.

A segunda abordagem pode ser expressa pelas fórmulas de dimensionamento adotadas pela ABNT NBR 8800:2008, que determinam o esforço  $V_{l,Sd}$  a ser resistido pela interface aço-concreto a partir da razão entre a capacidade resistente do perfil de aço e da seção mista inteira.

- Quando a viga estiver ligada apenas ao perfil de aço do pilar:

$$V_{l,Sd} = V_{Sd} \left( 1 - \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right) \quad (2.6)$$

- Quando a viga estiver ligada apenas ao concreto do pilar:

$$V_{l,Sd} = V_{Sd} \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \quad (2.7)$$

onde:

$V_{sd}$  = força cortante solicitante de cálculo da ligação;

$N_{pl,a,Rd}$  = força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total;

$N_{pl,Rd}$  = força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total.

## 2.2.4 Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento ou dispositivos de transferência de carga são elementos que têm por objetivo solidarizar o aço e o concreto de uma seção mista. Esses dispositivos garantem a capacidade resistente ao cisalhamento entre os componentes da seção transversal, reduzindo o deslizamento relativo entre eles, fazendo assim com que trabalhem como um só elemento estrutural.

De acordo com OLIVEIRA (2013), os primeiros estudos com conectores de cisalhamento ocorreram na Suíça na década de 1930. Nessa ocasião se desenvolveu o conector espiral, que consiste em uma barra redonda em forma de espiral soldada ao perfil de aço, conforme se observa na FIGURA 2.6.

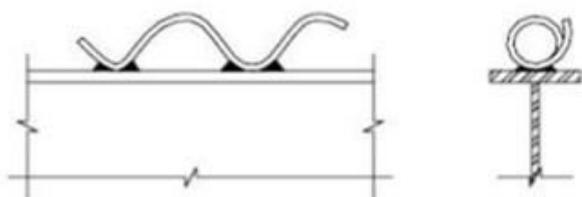


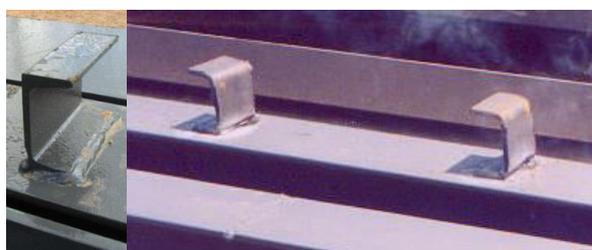
FIGURA 2.6 – Conector espiral (OLIVEIRA, 2013).

Esse conector, ainda segundo OLIVEIRA (2013), foi o que garantiu a transferência do cisalhamento nas primeiras pontes com vigas mistas. Posteriormente o conector espiral foi substituído por outras alternativas, dentre as quais se destacam os conectores pinos com cabeça (*stud bolts*). Esses conectores foram desenvolvidos nos EUA na década de 1950 e permitiam uma produtividade maior devido à sua maior praticidade e rapidez de instalação, mais adequadas ao ritmo acelerado das construções na segunda metade do século XX, especialmente naquele país.

Embora o pino com cabeça tenha sido a solução mais usual para garantir a capacidade ao cisalhamento desde sua criação, conectores formados por perfis laminados também foram e ainda são muito utilizados em vigas mistas, tendo sido testados pela primeira vez na década de 1940. Contudo, esses conectores não são compatíveis com os sistemas de laje mista com

fôrma de aço incorporada e sua instalação é mais trabalhosa, motivos pelos quais sua utilização é menos frequente.

Na FIGURA 2.7 podem-se observar os conectores em perfil U e pino com cabeça.



(a)



(b)

FIGURA 2.7 – Conectores de cisalhamento: (a) perfil U laminado; (b) pino com cabeça (OLIVEIRA, 2013).

Além dos conectores citados, pode-se encontrar na literatura outros conectores menos comuns ou recentes. São eles: rebites com rosca interna, pregos, parafusos, perfil T, Perfobond (ver Item 2.2.4.2) e, ainda o Crestbond, que é objeto deste trabalho.

### 2.2.4.1 Classificação dos conectores

Os conectores de cisalhamento podem ser classificados como rígidos ou flexíveis. Essa classificação está relacionada à resposta do conector à ação do cisalhamento longitudinal e pode ser representada pela relação entre a força no conector e o deslizamento relativo entre o perfil de aço e o núcleo de concreto. (CARDOSO, 2014)

Outro aspecto importante que diferencia os conectores é sua ductilidade, ou seja, sua capacidade de deformar mantendo um nível considerável de capacidade resistente. Esses diferentes comportamentos mecânicos são ilustrados na FIGURA 2.8, sendo  $\delta_i$  o deslizamento inicial,  $\delta_u$  o deslizamento máximo, ambos medidos ao nível da força resistente nominal do conector,  $P_{Rk}$ , na parte ascendente e descendente da curva, respectivamente.

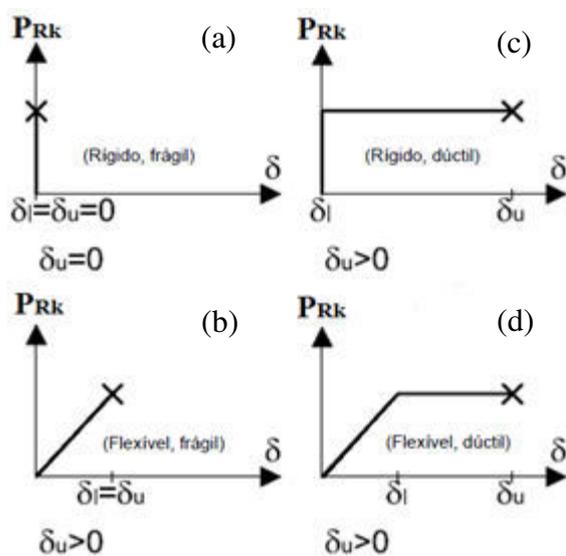


FIGURA 2.8 – Características típicas dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) flexível e frágil; (c) rígido e dúctil; (d) flexível e dúctil (BÄRTSCHI, 2005).

Segundo ALMEIDA (2012) não se encontra na literatura vigente uma definição precisa dos limites de rigidez que caracterizam um conector como rígido ou flexível. Contudo o autor define em seu estudo que os conectores que apresentam uma rigidez secante medida a 60% de  $P_{Rk}$  menor ou igual a 200 kN/mm podem ser classificados como flexíveis, e os restantes como rígidos.

Os conectores flexíveis, devido à sua grande deformação em serviço, são mais propensos à fadiga, como é o caso do conector pino com cabeça. Os conectores rígidos, por outro lado, não apresentam deformações significativas em serviço, o que os tornam mais adequados para estruturas sujeitas à fadiga. Esse é o caso do Perfobond (ver Item 2.2.4.2) e do Crestbond.

Com relação aos limites de ductilidade, segundo a EN 1994-1-1:2004, um conector pode ser tomado como dúctil se a capacidade característica de deslizamento ( $\delta_{uk}$ ) for pelo menos de 6 mm, sendo  $\delta_{uk}$  tomado como o valor mínimo de  $\delta_u$  obtido num ensaio padronizado de cisalhamento (*push test*), reduzido em 10% ou determinado por uma avaliação estatística de todos os resultados ensaiados.

#### 2.2.4.2 O Perfobond

O conector Perfobond tem particular importância neste trabalho uma vez que foi o primeiro conector produzido à partir de chapa segundo a literatura. Desde seu desenvolvimento em 1987 pela empresa alemã *Leonhardt, Andrä und Partner*, outros conectores similares foram propostos, entre eles o Crestbond, objeto de estudo neste trabalho.

O Perfobond é um conector rígido desenvolvido para aplicação em pontes mistas e outras estruturas sujeitas à fadiga. Sua configuração consiste em uma chapa com aberturas alinhadas no sentido longitudinal que permitem a passagem do concreto. Sua inserção nas estruturas mistas se dá, assim como na maioria dos conectores de cisalhamento, por meio de solda ao perfil metálico antes da concretagem. O Perfobond, bem como outros conectores em chapa, pode ser visualizado na FIGURA 2.9.

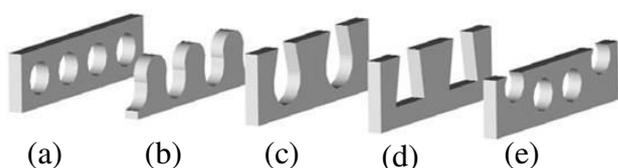


FIGURA 2.9 – Perfobond e alguns conectores similares com seus desenvolvedores: (a) Leonhardt (Perfobond); (b) Rovnak; (c) Kraus; (d) Kunzel; (e) Andrä (CHRORMIAK & STUDNICKA, 2006).

Segundo LEONHARDT *et al.* (1987), o comportamento mecânico do Perfobond se baseia no chamado “efeito de pino”, caracterizado pelo cisalhamento duplo do concreto confinado no

interior das aberturas do conector. Outros fatores que influenciam no comportamento são a resistência ao cisalhamento da laje de concreto, a taxa de armadura transversal e a resistência do aço do conector.

De acordo com SILVA (2011), nos primeiros ensaios realizados com o Perfobond verificou-se que a ruína da conexão acontecia ou no conector ou no concreto na região das aberturas, situação na qual o esmagamento do concreto junto à superfície interna dos furos do conector era acompanhado pelo cisalhamento em dois planos de corte coincidentes com as superfícies laterais do conector. Diante disso, LEONHARDT *et al.* (1987) propuseram que a resistência da conexão estava relacionada ao efeito de pino, ou seja, o concreto comprimido nos orifícios do conector formava pinos virtuais que proporcionavam uma resistência adicional ao cisalhamento. Esse fenômeno é ilustrado na FIGURA 2.10.

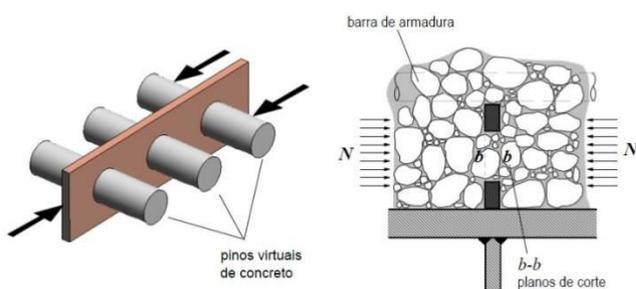


FIGURA 2.10 – Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto (VERÍSSIMO, 2007).

#### 2.2.4.3 O Crestbond

De acordo com VERÍSSIMO (2007), o conector de cisalhamento Crestbond foi desenvolvido visando servir de alternativa ao pino com cabeça e perfis U em vigas de aço. Esse conector consiste em uma chapa dentada com saliências e reentrâncias trapezoidais (FIGURA 2.11) que proporcionam resistência ao cisalhamento longitudinal e previnem a separação vertical entre o perfil de aço e a laje, efeito este denominado *uplift*.

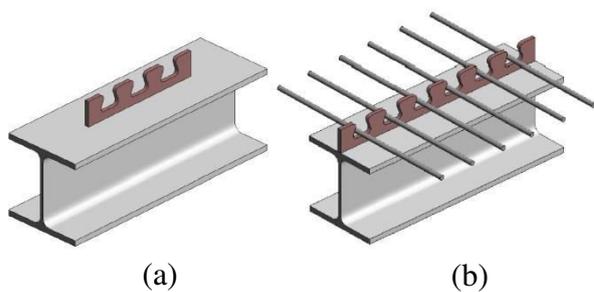


FIGURA 2.11 – Conector Crestbond: (a) descontínuo; (b) contínuo com armaduras transversais (VERÍSSIMO, 2007).

O Crestbond concilia uma série de vantagens em relação a outros conectores usuais, tais como:

- simplicidade e baixo custo de fabricação e instalação;
- ductilidade superior à do Perfobond, preservando o comportamento rígido em estado de serviço;
- furos abertos para facilitar a disposição da armadura do concreto;
- desenho simétrico, que proporciona maior produtividade na fabricação, permitindo a obtenção de dois conectores a cada corte.

Outra vantagem que o Crestbond pode proporcionar é a possibilidade de utilizá-lo como elemento de ligação em pilares mistos, objeto de investigação deste trabalho. O Crestbond, segundo CALDAS *et. al* (2014), pode ser utilizado como elemento de ligação entre as vigas e o pilar, estendendo-se a chapa dentada, conforme apresentado na FIGURA 1.4, de modo a aproveitar o conector para realização conjunta da transferência de carga entre o perfil tubular e o núcleo de concreto com os esforços advindos diretamente da viga. Dessa forma, uma mesma chapa pode trabalhar como chapa de ligação viga-pilar (comumente chamada de *single plate*) e ao mesmo tempo realizar a distribuição de carga entre perfil de aço e núcleo de concreto sem a passagem da totalidade das cargas pelo perfil, o que poderia causar sua plastificação localizada.

De acordo com SILVA (2011), o Crestbond, assim como o Perfobond, tem sua capacidade resistente influenciada pelo efeito de pino que ocorre nas aberturas do conector, e também

pela resistência ao cisalhamento da laje de concreto, pela taxa de armadura transversal e pela resistência do aço do conector.

SILVA (2011) propõe que a capacidade resistente nominal do Crestbond seja obtida através da seguinte expressão:

$$q_u = 2,2 \times 10^{-13} \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{pl}}{t_c - t_{pl}}} (h_{sc} - t_{pl}) t_{sc} \gamma_c^3 f_c + 1,9 \times 10^{-8} n D^2 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_c} + 1,5 \times 10^4 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (2.8)$$

onde:

$h_{sc}$  = altura do conector

$t_{pl}$  = espessura da pré-laje (não havendo pré-laje,  $t_{pl} = 0$ )

$t_c$  = espessura da laje

$t_{sc}$  = espessura da chapa do conector

$\gamma_c$  = massa específica do concreto

$f_c$  = resistência à compressão do concreto

$n$  = número de furos do conector

$D$  = diâmetro de referência da abertura trapezoidal no conector Crestbond. (As dimensões da abertura trapezoidal são definidas em função do diâmetro de um círculo virtual circunscrito na mesma).

$A_{tr}$  = área de armadura transversal

$A_{cc}$  = área de concreto ao cisalhamento

## 2.2.5 O efeito de pino no concreto

Segundo VERISSIMO (2007), em ensaios com conectores perfurados, se o conector resiste intacto ao processo de carregamento, observa-se falha por esmagamento do concreto no interior dos furos, acompanhada de cisalhamento em dois planos de corte coincidentes com as superfícies laterais do conector (FIGURA 2.12). O concreto no interior dos furos simula a existência de um pino sujeito tanto ao cisalhamento como à intensa compressão local.

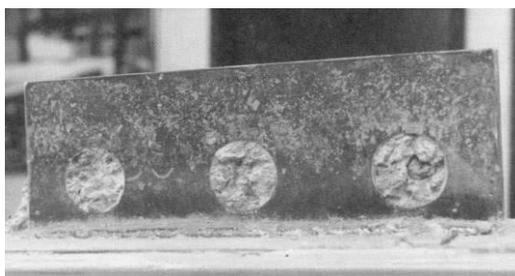


FIGURA 2.12 – Conector de cisalhamento após colapso no concreto (OGUEJIFOR & HOSAIN, 1997).

Em ensaios realizados por KRAUS & WURZER (1997) foram observadas cunhas de concreto completamente esmagado próximo à superfície interna dos furos. Analisando os resultados desses ensaios, KRAUS & WURZER (1997) puderam depreender que as tensões nessas regiões se comportavam conforme apresentado na FIGURA 2.13.

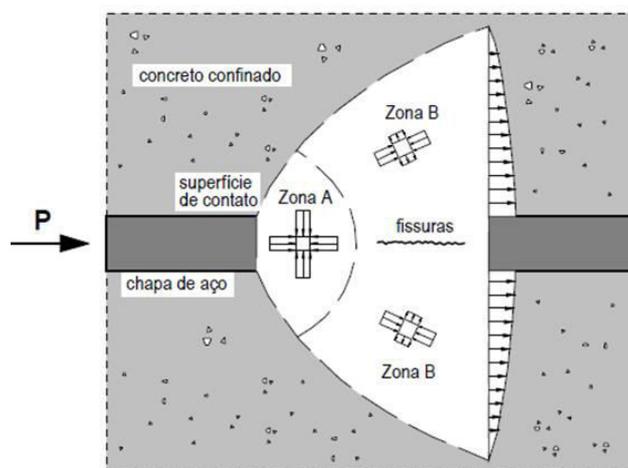


FIGURA 2.13 – Carregamento num pino de concreto (KRAUS & WURZER, 1997).

De acordo com VERISSIMO (2007), na zona A (FIGURA 2.13), o concreto é confinado, ficando submetido à compressão triaxial. Nessa região, a capacidade do concreto de suportar tensão e deformação depende principalmente da estrutura porosa da argamassa de cimento. Para elevadas tensões, o concreto sofre poro-colapso, na medida em que ocorre o esmagamento das paredes dos poros na pasta de cimento, decorrente da compressão triaxial, formando uma massa compacta. Na zona B atuam tensões de compressão na direção longitudinal e tensões de tração na direção transversal, responsáveis pela formação de fissuras no concreto, paralelas à força de cisalhamento.

Um estado-limite é atingido quando os poros na zona A são completamente preenchidos com o material resultante do esmagamento do concreto, impossibilitando qualquer redução de volume a partir de um determinado ponto. O material pulverizado causa um estado de pressão quase hidrostático no concreto confinado, que pode conduzir à separação da laje em duas metades e, finalmente, ao escorregamento de cunhas do concreto nas regiões próximas aos pinos (KRAUS & WURZER, 1997).

#### **2.2.6 Ensaios de cisalhamento padrão (*standard push test*)**

A EN 1994-1-1:2004 estabelece que para a obtenção do comportamento mecânico de um conector de cisalhamento não previsto em norma deve-se realizar o chamado ensaio de cisalhamento padrão, ou *push test*, conforme apresentado na FIGURA 2.14.

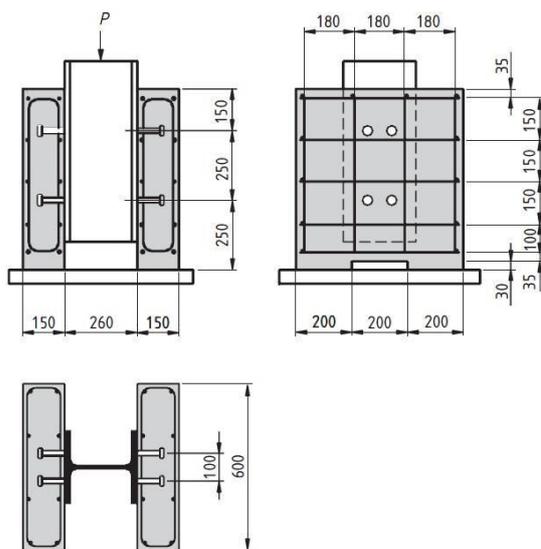


FIGURA 2.14 – Ensaio padrão de cisalhamento direto (*push test*) (EN 1994-1-1:2004 Anexo B).

Os corpos de prova usuais nos ensaios de cisalhamento são constituídos por um perfil I entre duas lajes de concreto paralelas, sendo estas lajes apoiadas na parte inferior e o carregamento aplicado na superior do perfil (FIGURA 2.14). Entretanto, neste trabalho serão adotadas configurações particulares para investigar o comportamento dos conectores em pilares tubulares preenchidos com concreto.

Nos ensaios de cisalhamento o que se faz é confeccionar uma série de corpos de prova variando as características que se deseja investigar, e, analisando os resultados obtidos para as diferentes configurações adotadas nos corpos de prova, propor uma relação entre a característica em questão e o comportamento mecânico do elemento. Dentre as variáveis que se pode investigar nesse tipo de ensaio estão a geometria e as propriedades mecânicas do concreto, dos conectores de cisalhamento e da armadura (quando houver).

## **2.3 Estudos e Resultados Teórico-Experimentais do Crestbond**

Buscando embasar as discussões quanto à validade dos modelos numéricos realizados neste trabalho, foram estudados trabalhos de outros autores envolvendo ensaios de cisalhamento e modelagens numéricas do Crestbond. Entre eles, destaca-se o trabalho de SILVA (2013), no qual são modelados numericamente os ensaios de cisalhamento conduzidos por VERÍSSIMO (2007) e OLIVEIRA (2007) para caracterização do comportamento do Crestbond em vigas mistas. Um aspecto relevante desse trabalho é a escolha do modelo constitutivo para a modelagem numérica do concreto, o *Concrete Damaged Plasticity* disponibilizado pelo ABAQUS (apresentado no Subitem 4.4.1).

Embora SILVA (2013), VERÍSSIMO (2007) e OLIVEIRA (2007) tenham estudado o Crestbond no contexto de vigas mistas, os resultados obtidos por esses autores têm importância no desenvolvimento da presente pesquisa, pois servem como um parâmetro para a análise dos resultados aqui obtidos.

Entre as modelagens desenvolvidas por SILVA (2013), podem-se citar a simulação do ensaio A3 realizado por VERÍSSIMO (2007) e do ensaio D5a realizado por OLIVEIRA (2007). Nos subitens a seguir esses modelos são descritos sucintamente e seus resultados apresentados.

### **2.3.1 Modelagem numérica do ensaio A3 de VERÍSSIMO (2007)**

SILVA (2013) reproduziu numericamente o ensaio de cisalhamento A3 realizado por VERÍSSIMO (2007) cujas características fundamentais são apresentadas na FIGURA 2.15 e na TABELA 2.1.

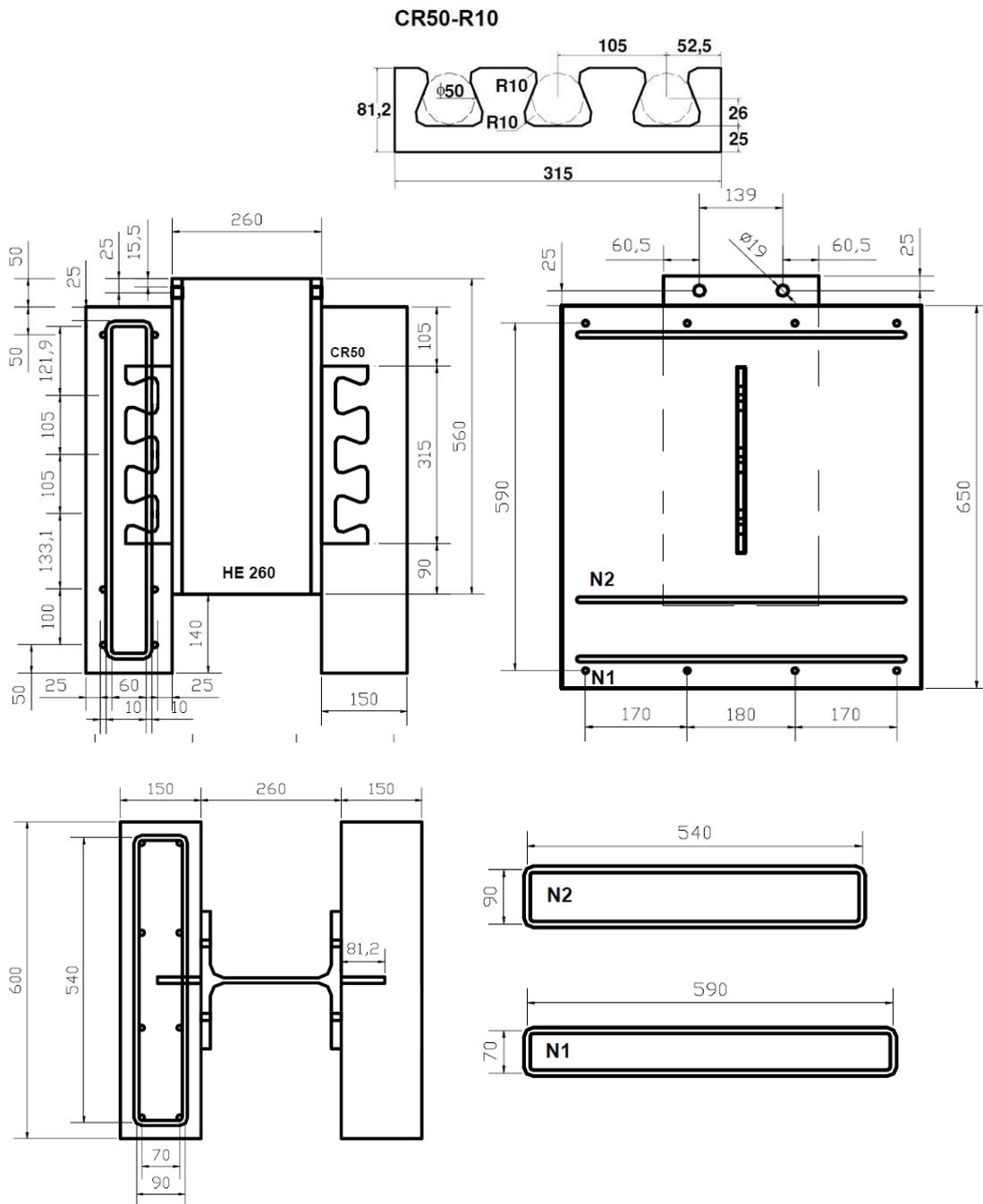


FIGURA 2.15 – Geometria do modelo A3 (VERÍSSIMO, 2007).

TABELA 2.1 – Características geométricas e físicas do modelo A3 (SILVA, 2013).

CARACTERÍSTICAS DO PUSH-OUT				
Características Geométricas e Físicas	fonte	Veríssimo (2007)		
	perfil	Tipo HEB 260		
		$d$	260	mm
		$b_f$	260	mm
		$t_w$	10	mm
		$t_f$	17,5	mm
		comp.	560	mm
		aço	S 275	
	$f_y$	324	MPa	
	laje	largura	600	mm
		comp.	650	mm
		espessura	150	mm
		$f_c$	33,1	MPa
	conector	comp.	315	mm
		espessura	12,5	mm
		aço	USI CIVIL 300	
		$f_y$	359	MPa
armadura	aço	S 500		
	$f_y$	500	MPa	

Os resultados experimentais e numéricos obtidos para esse ensaio são apresentados nas FIGURAS 2.16 e 2.17.

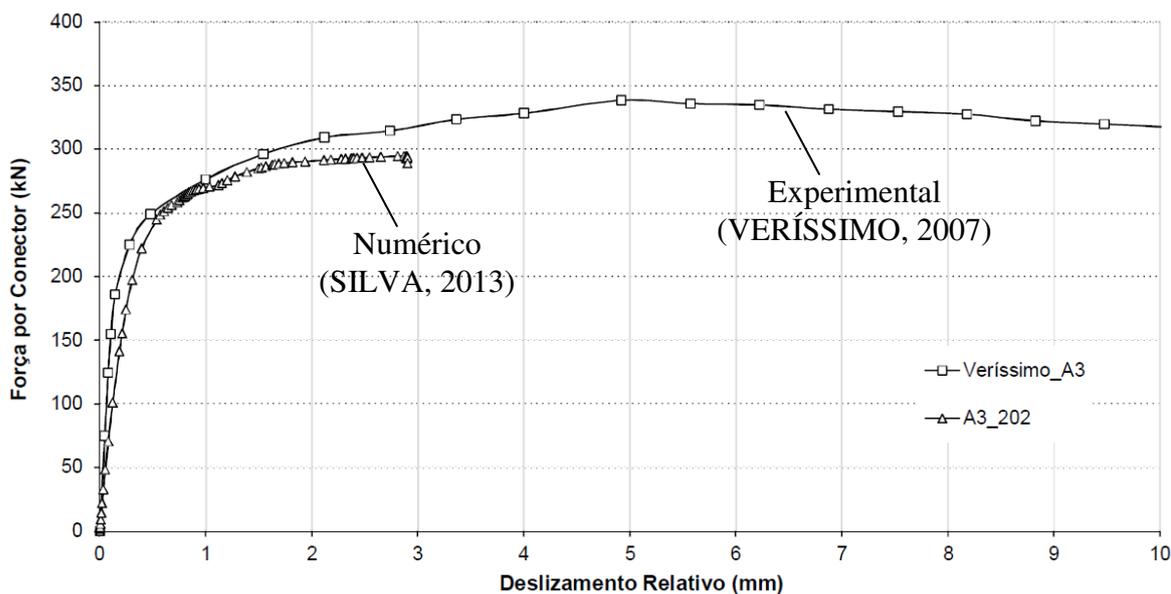


FIGURA 2.16 – Sobreposição das curvas força *versus* deslocamento dos ensaios experimentais e modelo numérico – Modelo A3 (SILVA, 2013).

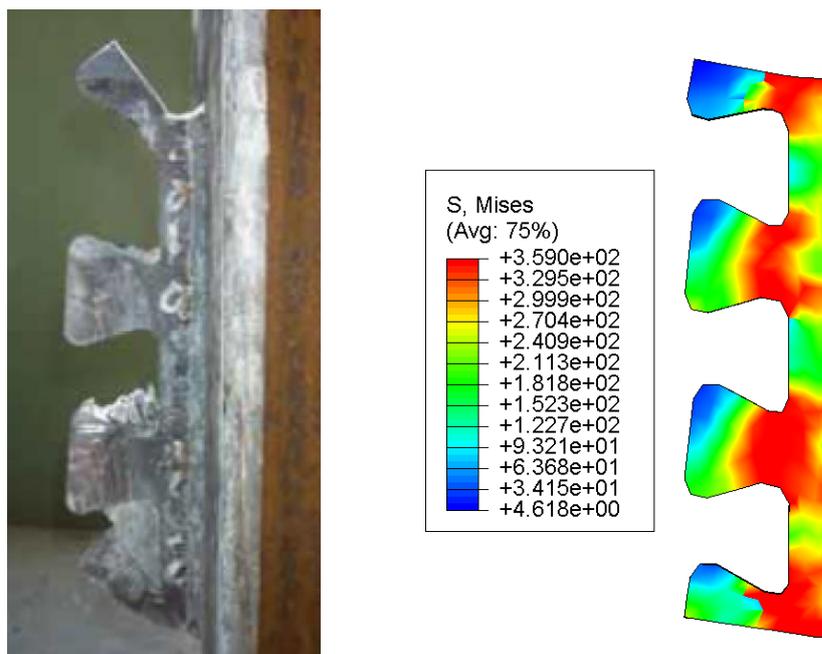


FIGURA 2.17 – Comparação dos modelos experimental e numérico quanto à deformação do conector – Modelo A3 (SILVA, 2013).

Conforme se observa na FIGURA 2.16, o modelo numérico desenvolvido por SILVA (2013) simulou adequadamente o ensaio realizado por VERÍSSIMO (2007), tendo sua curva força *versus* deslizamento se aproximado razoavelmente dos resultados experimentais.

Na TABELA 2.2 se analisa a precisão modelo numérico quanto à predição da força máxima e rigidez.

TABELA 2.2 – Precisão do modelo numérico de SILVA (2013) quanto à força máxima e rigidez – Modelo A3.

	EXPERIMENTAL	NUMÉRICO	ERRO
Força máxima (kN)	338,1	294,5	12,9%
Rigidez aproximada (kN/mm)	1118	848	24,2%

Nota-se que embora se tenha conseguido uma aproximação visualmente boa das curvas força *versus* deslizamento na FIGURA 2.16, o valor de rigidez apresentou um erro de 24%.

### 2.3.2 Modelagem numérica do ensaio D5a de OLIVEIRA (2007)

SILVA (2013) reproduziu também o ensaio de cisalhamento D5a realizado por OLIVEIRA (2007) cujas características fundamentais são apresentadas na FIGURA 2.18 e na TABELA 2.3.

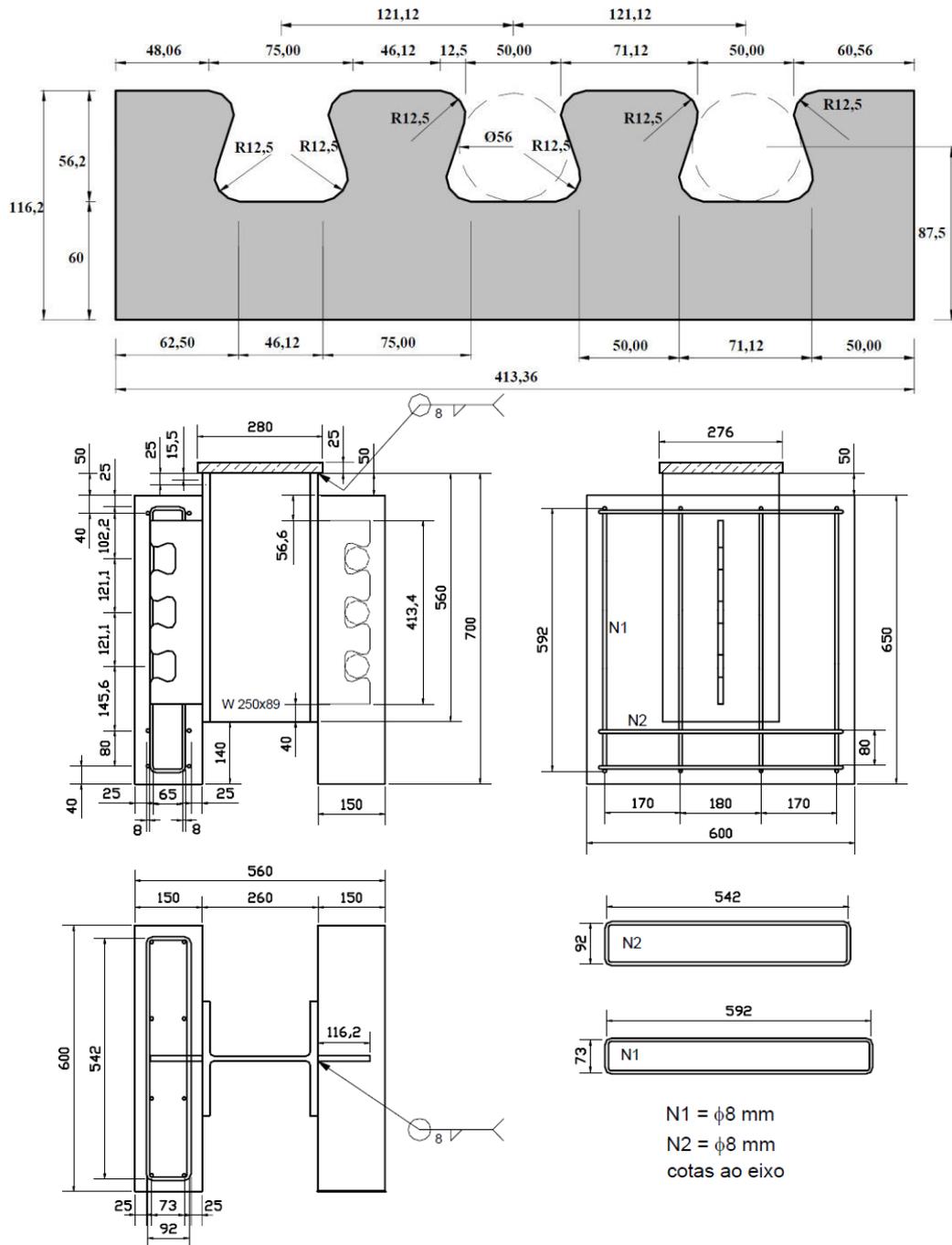


FIGURA 2.18 – Geometria do modelo D5a (OLIVEIRA, 2007).

TABELA 2.3 – Características geométricas e físicas do modelo D5a (SILVA, 2013).

CARACTERÍSTICAS DO <i>PUSH-OUT</i>				
Características Geométricas e Físicas	fonte	Oliveira (2007)		
	perfil	Perfil W250x89		
		$d$	260	mm
		$b_f$	256	mm
		$t_w$	10,7	mm
		$t_f$	17,5	mm
		comp.	560	mm
		aço	ASTM A 572 G50	
	laje	$f_y$	345	MPa
		largura	600	mm
		comp.	650	mm
		espessura	150	mm
	conector	$f_c$	22,2	MPa
		comp.	413,36	mm
		espessura	12,5	mm
		aço	USI-CIVIL 350	
		$f_y$	436	MPa
armadura	aço	CA-50		
	$f_y$	500	MPa	

Os resultados experimentais e numéricos obtidos para esse ensaio são apresentados nas FIGURAS 2.19 e 2.20.

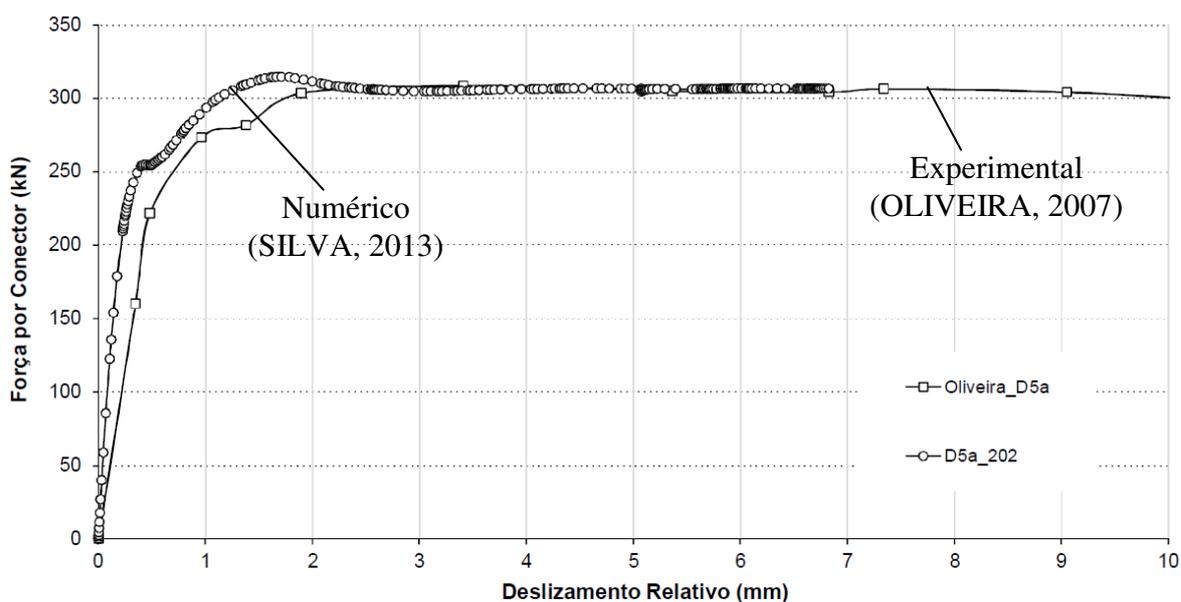


FIGURA 2.19 – Sobreposição das curvas força *versus* deslocamento dos ensaios experimentais e modelo numérico – Modelo D5a (SILVA, 2013).

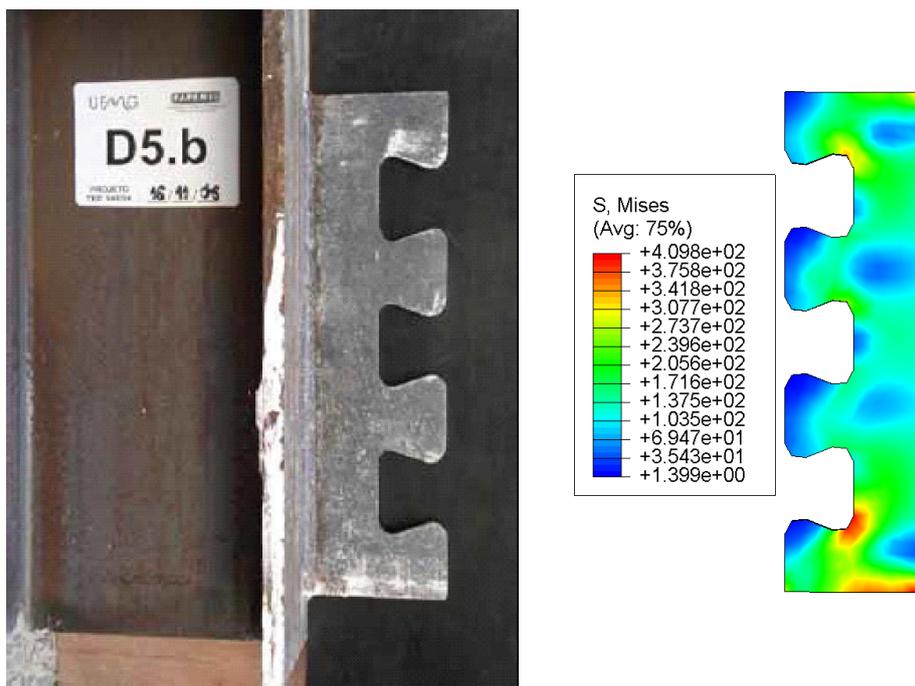


FIGURA 2.20 – Comparação dos modelos experimental e numérico quanto à deformação do conector – Modelo D5a (SILVA, 2013).

Conforme se observa na FIGURA 2.19, o modelo numérico desenvolvido por SILVA (2013) também simulou adequadamente o ensaio realizado por OLIVEIRA (2007), havendo aproximação razoável da sua curva força *versus* deslizamento com a curva dos resultados experimentais.

Na TABELA 2.4 pode-se avaliar a precisão modelo numérico quanto à predição da força máxima e rigidez.

TABELA 2.4 – Precisão do modelo numérico de SILVA (2013) quanto à força máxima e rigidez – Modelo D5a.

	EXPERIMENTAL	NUMÉRICO	ERRO
Força máxima (kN)	308,4	314,3	1,9%
Rigidez aproximada (kN/mm)	492	946	92,3%

Pode-se concluir que embora se tenha conseguido uma aproximação visualmente razoável das curvas força *versus* deslizamento na FIGURA 2.19, o valor da rigidez apresentou um erro considerável.

# 3

## ENSAIOS EXPERIMENTAIS

### 3.1 Considerações Iniciais

CALDAS *et. al* (2014) propuseram a realização de uma série de ensaios de cisalhamento buscando investigar o comportamento de diferentes conectores de cisalhamento em PMPC, entre eles o parafuso, o conector pino com cabeça e o Crestbond. Para cada um desses conectores foram montadas diferentes configurações de modelo, variando forma, diâmetro do tubo, presença ou não de estribos, etc. Esses ensaios foram realizados por OLIVEIRA (2013) paralelamente a este trabalho durante o ano de 2014.

Uma vez que este estudo tem o objetivo de investigar especificamente o comportamento do Crestbond, o trabalho de acompanhamento e documentação do estudo experimental restringiu-se somente a alguns dos ensaios, os quais estão listados e detalhados a seguir.

### 3.2 Protótipos Estudados

Tomaram-se quatro das várias séries de ensaios conduzidos por OLIVEIRA (2013) para a realização da simulação numérica e estudo do Crestbond. Cada série é constituída de dois protótipos. A relação das séries estudadas neste trabalho, bem como as características fundamentais de seus protótipos, é apresentada na TABELA 3.1.

TABELA 3.1 – Séries de ensaios experimentais modeladas e estudadas neste trabalho.

Série	Nomenclatura	Forma da Seção	Tubo	Número de conectores
A	TC350-219,1x6,4-BL-04CR	Circular	VMB 350 - 219,1 x 6,4 mm	04
B	TC350-219,1x6,4-BL-02CR	Circular	VMB 350 - 219,1 x 6,4 mm	02
P	TC250-355,6x9,5-BL-02CR	Circular	VMB 250 - 355,6 x 9,5 mm	02
U	TR250-320x250x8,2-BL-02CR	Retangular	VMB 250 - 320 x 250 x 8,2 mm	02

O detalhamento de cada um desses protótipos pode ser observado no Apêndice A ao final deste trabalho.

### 3.3 Concepção e montagem dos ensaios

Neste item descreve-se como se deu o estudo experimental realizado por OLIVEIRA (2013), desde a concepção dos protótipos ao ensaio e aquisição dos dados.

#### 3.3.1 Concepção dos ensaios

Para a realização dos ensaios propôs-se um protótipo constituído por um tubo de aço com altura de um metro, preenchido com concreto até a cota 950 mm, isto é, a 50 mm do topo, com os conectores Crestbond posicionados através de aberturas longitudinais diametralmente opostas a uma distância de 150 mm do topo do tubo e ligados ao tubo por solda de filete.

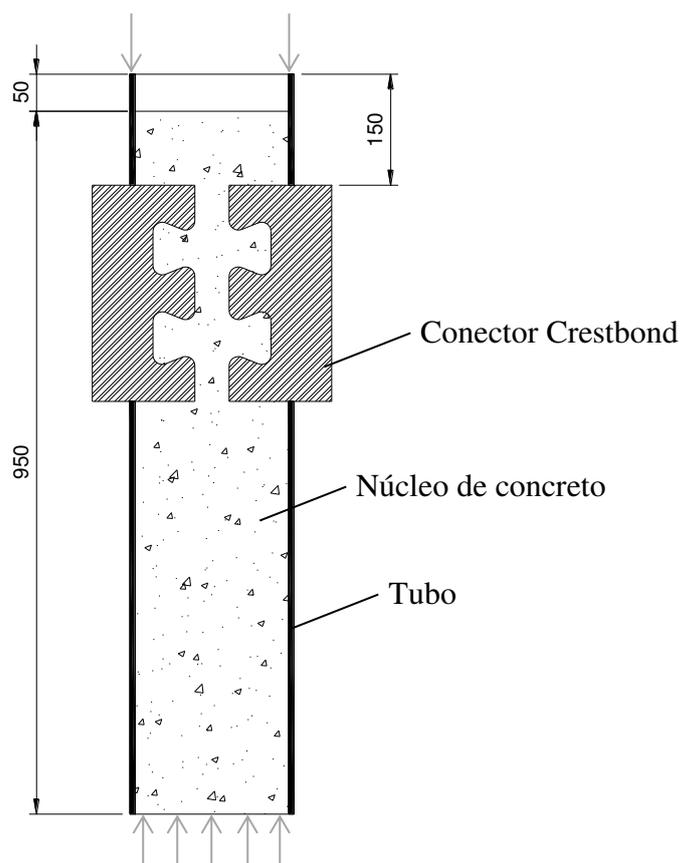


FIGURA 3.1 – Configuração dos protótipos.

Aplicando o carregamento no tubo pela parte superior do protótipo e apoiando o sistema apenas na parte de concreto da base, pôde-se fazer com que toda a carga aplicada ao tubo fosse transferida para o concreto através dos conectores, tomando, para isso, medidas para minimizar o atrito e a aderência entre o núcleo de concreto e o tubo na montagem dos modelos. Essas medidas envolveram a aplicação de desmoldante na superfície interna dos tubos para minimizar a aderência e o atrito com concreto. A escolha do lubrificante adotado foi feita mediante um ensaio preliminar realizado por CARDOSO (2014) que testou, além do desmoldante em questão, graxa e óleo, e obteve para o desmoldante tensão última média de aderência 0,067 MPa, inferior aos 0,116 e 0,319 MPa obtidos para a graxa e óleo respectivamente.

Deste modo, foi sendo registrado o deslizamento relativo entre o aço e o concreto à medida que se elevava a força aplicada. Na FIGURA 3.2 se observa o arranjo dos ensaios.

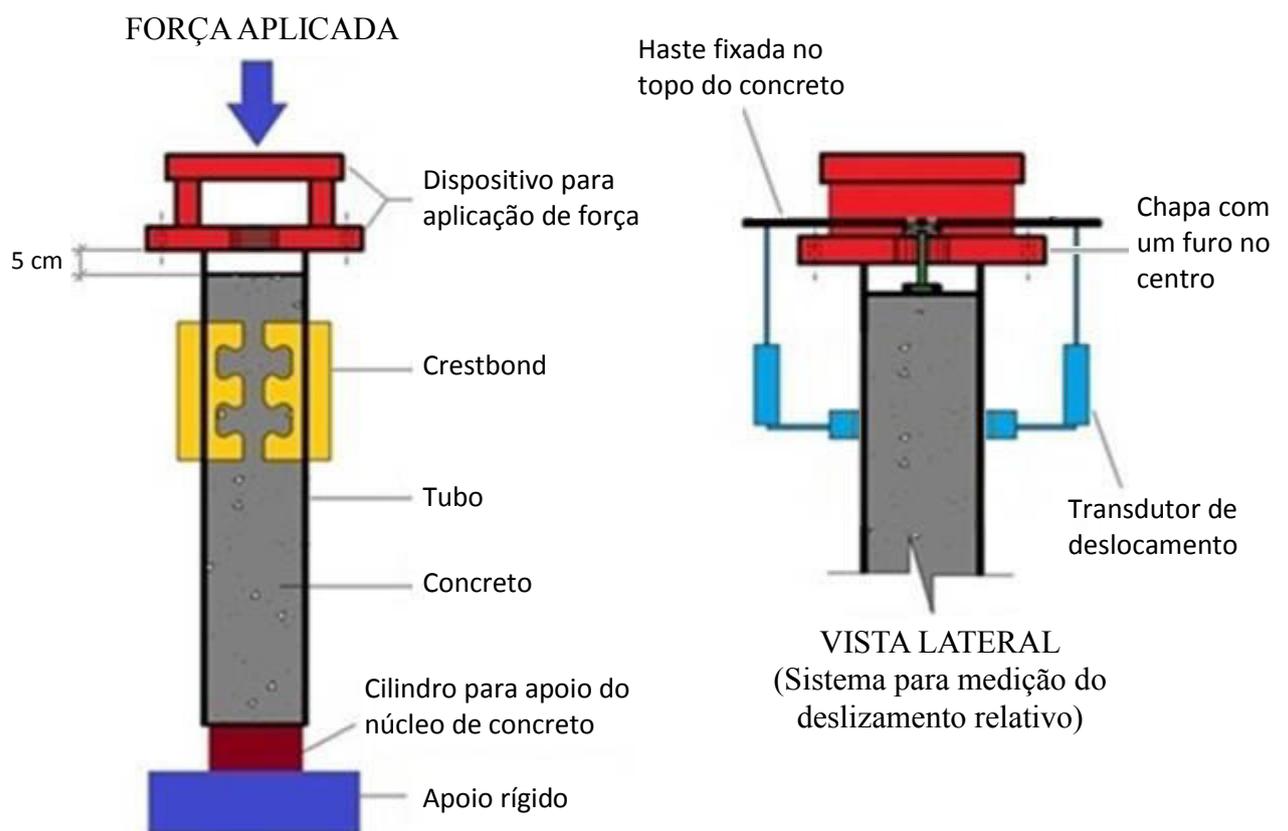


FIGURA 3.2 – Arranjo dos ensaios (OLIVEIRA, 2013).

### 3.3.2 Fabricação e montagem dos protótipos

Os tubos foram fornecidos pela Vallourec Tubos do Brasil S.A. e as chapas para confecção dos conectores Crestbond adquiridas da Usiminas S.A. Os procedimentos de corte, furação, soldagem e pintura foram realizados pela Pórtico Construções Metálicas conforme projeto no Apêndice A.

As propriedades mecânicas dos aços dos perfis tubulares e dos conectores Crestbond foram consideradas conforme apresentado na TABELA 3.2. Os valores da resistência ao escoamento e da resistência à ruptura dos tubos são característicos, ao passo que os valores dessas resistências da chapa do conector Crestbond foram obtidos por meio de ensaios de caracterização.

TABELA 3.2 – Propriedade mecânicas dos aços do modelo.

	TUBO		CRESTBOND
	Séries A e B	Séries P e U	
$f_y$ (MPa)	350	250	427
$f_u$ (MPa)	485	400	512,5
$E_a$ (MPa)	205000	205000	205000

A concretagem foi realizada no LAEES com concreto encomendado junto à empresa Lafarge Concreto S.A. O traço do concreto foi realizado na própria empresa e apresentou *slump* de 180 mm.

Com a chegada do caminhão betoneira no LAEES, deu-se início ao bombeamento do concreto para o interior dos protótipos. Um gabarito de madeira foi utilizado para garantir a cota de arrasamento a 50 mm do topo dos tubos, conforme se observa na FIGURA 3.3. Ao final da concretagem, foram preenchidos os moldes dos corpos de prova para caracterização do concreto.



FIGURA 3.3 – Concretagem dos protótipos: (a) caminhão betoneira bombeando o concreto; (b) preenchimento dos tubos com concreto; (c) moldagem dos corpos de prova para a caracterização do concreto, (d) gabarito de madeira para garantir a cota de arrasamento do concreto (OLIVEIRA, 2013)

A resistência média do concreto ( $f_{cm}$ ) obtida a partir dos ensaios dos corpos de prova é apresentada na TABELA 3.3, onde se observa os valores dessa resistência para diferentes datas.

TABELA 3.3 – Valores de  $f_{cm}$  obtidos nos ensaios de caracterização.

	DATA DO ENSAIO	
	21/08/2013	22/05/2014
$f_{cm}$ (Mpa)	36,3	44,0

Conforme se observa, o concreto apresenta um aumento expressivo de sua resistência com o passar do tempo. Por esse motivo, os valores das propriedades do concreto foram definidos em função da data de realização de cada ensaio, através de interpolação linear. Na FIGURA 3.4

e TABELA 3.4 se observa a variação de  $f_{cm}$  ao longo do tempo (tomada como linear), bem como seu valor na data da realização de cada ensaio.

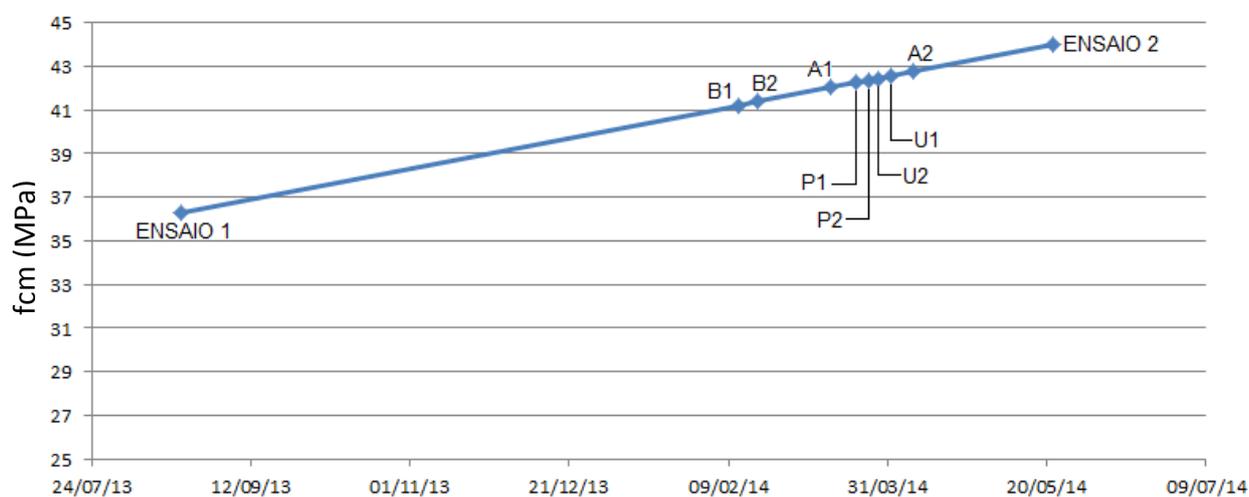


FIGURA 3.4 – Evolução da resistência do concreto ao longo do tempo e data de realização dos ensaios

TABELA 3.4 – Ensaios realizados e os respectivos valores de  $f_{cm}$ .

Ensaio	Nome do protótipo	Data do Ensaio	$f_{cm}$ (Mpa)
A1	TC350-219,1x6,4-BL-04CR	13/03/14	42,04
A2		08/04/14	42,77
B1	TC350-219,1x6,4-BL-02CR	12/02/14	41,23
B2		18/02/14	41,40
P1	TC250-355,6x9,5-BL-02CR	21/03/14	42,26
P2		25/03/14	42,38
U1	TR250-320x250x8,2-BL-02CR	01/04/14	42,57
U2		28/03/14	42,46

### 3.3.3 Instrumentação e Preparação dos Ensaio

Os ensaios foram realizados com o auxílio de um atuador hidráulico com controle de carga com capacidade de 3.000 kN suportado por um pórtico rígido. Chapas de grande espessura foram confeccionadas para a montagem do atuador e da base do sistema (FIGURA 3.5).

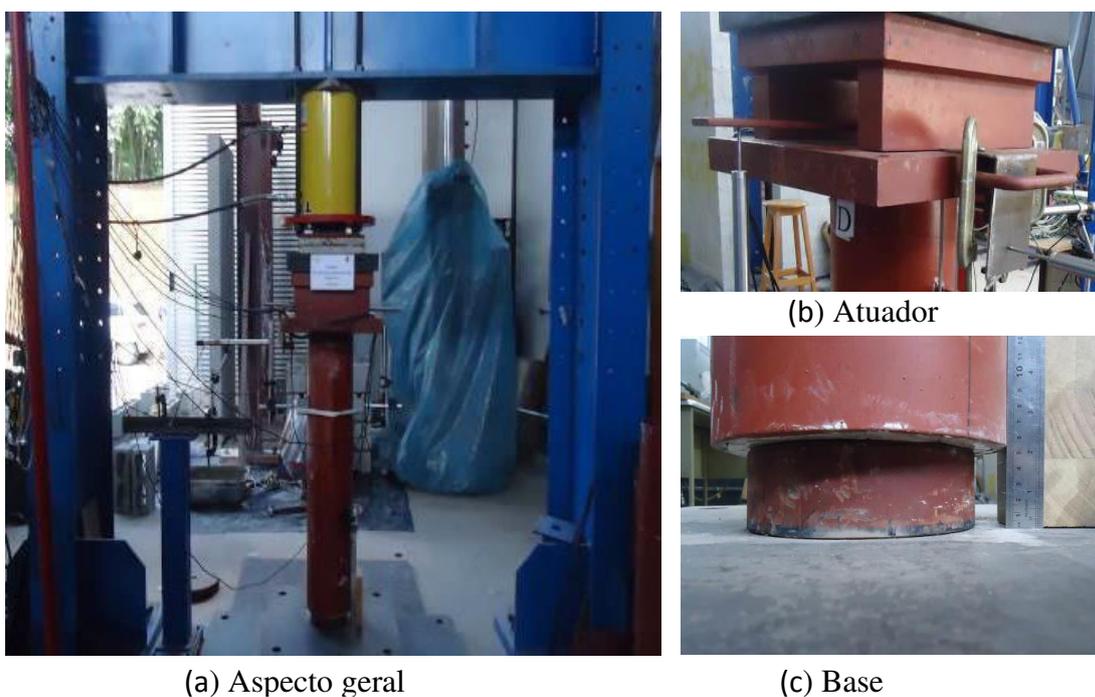


FIGURA 3.5 – Montagem do ensaio (OLIVEIRA, 2013).

Para medir o deslizamento relativo entre tubo e concreto, foram posicionados transdutores de deslocamento (DT) de modo a registrar o deslocamento vertical entre o tubo à altura do centro dos conectores e o topo do concreto (FIGURA 3.2). Na FIGURA 3.6 pode se observar como foi feita essa montagem.

Além dos transdutores para medição do deslizamento relativo, foram também instalados DTs no sentido horizontal para monitorar a estabilidade do protótipo durante o ensaio.

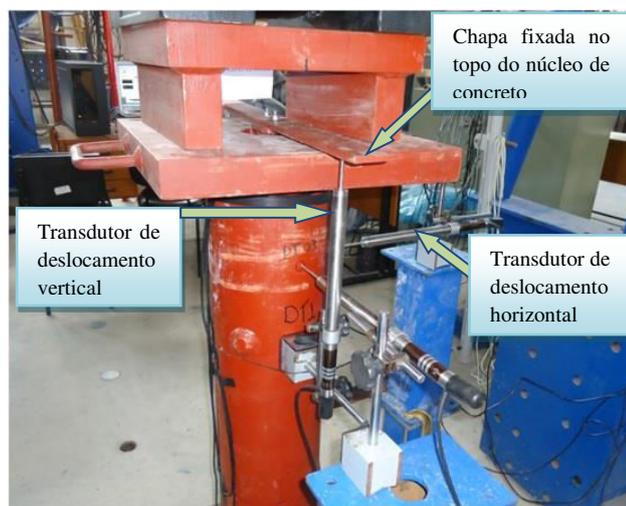


FIGURA 3.6 – Instrumentação dos protótipos (OLIVEIRA, 2013).

Extensômetros elétricos também foram instalados no tubo, nos sentidos vertical e horizontal (FIGURA 3.7), a uma altura de 325 mm da base, visando obter informações quanto ao estado de tensões nessa região do tubo, especialmente quanto ao esforço transmitido pelo concreto em decorrência do efeito de confinamento.



FIGURA 3.7 – Extensômetros na superfície externa do tubo (OLIVEIRA, 2013).

Para registrar os dados captados pelos instrumentos ao longo dos ensaios foi utilizado o sistema de aquisição de dados Spider 8 (FIGURA 3.8).



(a) Instrumentos e cabos



(b) Cabos e central de aquisição  
Spider 8



(c) Central de aquisição e  
computador

FIGURA 3.8 – Sistema de aquisição dos dados (OLIVEIRA, 2013).

### 3.3.4 Realização dos Ensaios

O carregamento dos protótipos foi feito em duas etapas, uma preliminar de cargas cíclicas e outra com carregamento estático progressivo.

Na primeira etapa, foram aplicados 25 ciclos de carga e descarga, com o valor da força variando entre 5% e 40% da carga última esperada. Para se chegar a uma estimativa de carga última, utilizou-se a equação para estimativa da capacidade resistente do Crestbond em vigas mistas desenvolvida por SILVA (2011). Supõe-se que essa etapa seja prevista pela EN 1994-1-1:2004 visando romper possíveis pontos de aderência entre o concreto e o tubo e vencer eventuais folgas decorrentes de falhas de concretagem, de forma a garantir que a segunda etapa do ensaio transcorra sem influência desses fatores.

Na segunda etapa, o carregamento se deu em dois regimes distintos. Inicialmente, a carga foi aplicada em incrementos de 100 kN, e, posteriormente, ao se constatar uma demora muito grande em se concluir um incremento de força, passou-se a monitorar o deslizamento relativo até o fim do ensaio.

O fim dos ensaios foi, em todos os protótipos, caracterizado por deslizamento excessivo, não tendo sido caracterizado nenhum modo de colapso.

### **3.4 Resultados dos ensaios**

Neste item são apresentados os resultados, ou seja, as curvas força *versus* deslizamento, para cada um dos protótipos pertencentes às séries apresentadas na TABELA 3.1. Ao final, os resultados são superpostos em um só gráfico e brevemente discutidos.

Junto aos resultados são apresentadas imagens do estado deformado de um dos conectores de cada série.

#### **3.4.1 Convenções**

A seguinte nomenclatura foi adotada para denominação dos parâmetros extraídos das curvas força *versus* deslizamento:

$P_u$ : Capacidade resistente do Crestbond, tomada como a máxima força da relação força *versus* deslizamento;

$P_1$ : Força que leva à perda da linearidade da relação força *versus* deslizamento do Crestbond;

k: Rigidez do Crestbond em regime linear.

Para facilitar a interpretação e análise dos resultados, adotou-se uma convenção para a identificação dos dentes do Crestbond, que foram nomeados de acordo com sua posição no protótipo, conforme mostrado na FIGURA 3.9.

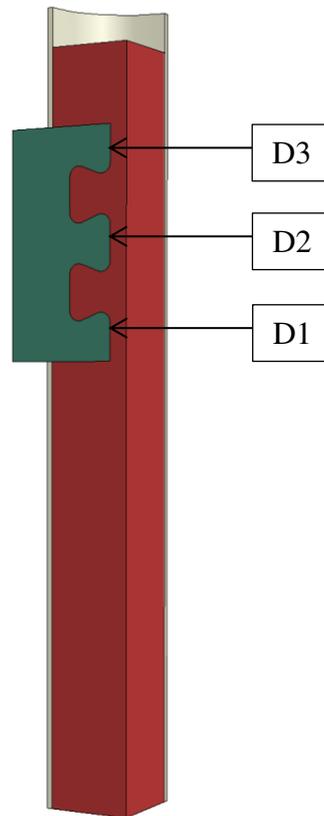


FIGURA 3.9 – Convenção para identificação dos dentes do Crestbond.

### 3.4.2 Resultados

Nas curvas carga *versus* deslizamento apresentadas a seguir, o que se observa é o comportamento por conector, ou seja, a força aplicada aos protótipos é dividida pelo número de conectores existentes. Assim sendo, o valor da força aplicada nos protótipos da Série A foi dividida por quatro, e, nas demais séries, dividido por dois.

### 3.4.2.1 Série B - TC350-219,1x6,4-BL-02CR

O comportamento do Crestbond na Série B é descrito pela curva força *versus* deslizamento (FIGURA 3.10), da qual foram extraídos os valores de  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$ , que estão relacionados a seguir:

$$P_u = 760 \text{ kN}$$

$$P_1 = 410 \text{ kN}$$

$$k = 79,5 \text{ kN/mm}$$

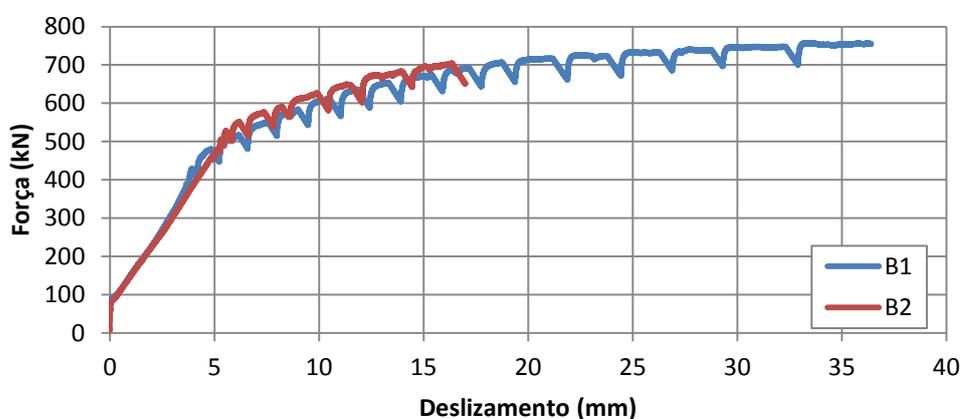


FIGURA 3.10 – Curvas força versus deslizamento do Crestbond nos ensaios da Série B.

A FIGURA 3.11 mostra a deformação de um conector Crestbond da Série B após o ensaio.



FIGURA 3.11 – Deformação de um Crestbond da Série B ao final do ensaio.

### 3.4.2.2 Série P - TC250-355,6x9,5-BL-02CR

O comportamento do Crestbond na Série P é descrito pela curva força *versus* deslizamento (FIGURA 3.12), da qual foram extraídos os valores de  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$ , que estão relacionados a seguir:

$$P_u = 940 \text{ kN}$$

$$P_1 = 450 \text{ kN}$$

$$k = 70,5 \text{ kN/mm}$$

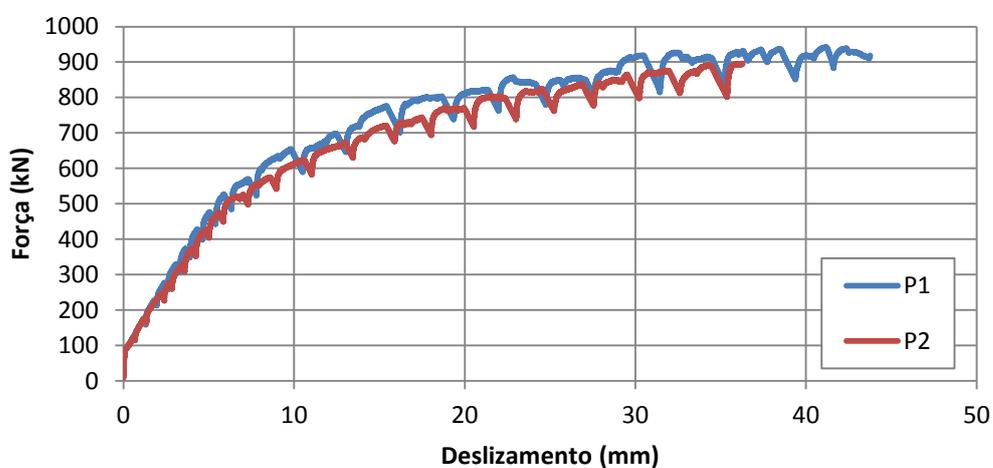


FIGURA 3.12 – Curvas força versus deslizamento do Crestbond nos ensaios da Série P.

A FIGURA 3.13 mostra a deformação de um conector Crestbond da Série P após o ensaio.

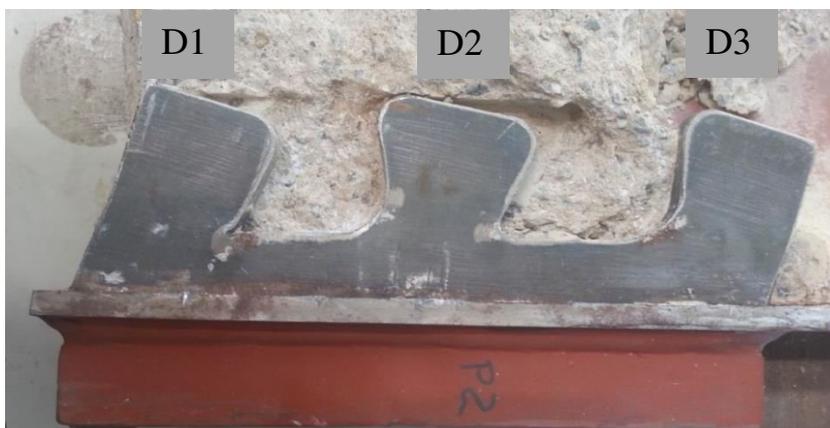


FIGURA 3.13 – Deformação de um Crestbond da Série P ao final do ensaio.

### 3.4.2.3 Série U - TR250-320x250x8,2-BL-02CR

O comportamento do Crestbond na Série U é descrito pela curva força *versus* deslizamento (FIGURA 3.14), da qual foram extraídos os valores de  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$ , que estão relacionados a seguir:

$$P_u = 550 \text{ kN}$$

$$P_1 = 400 \text{ kN}$$

$$k = 67,5 \text{ kN/mm}$$

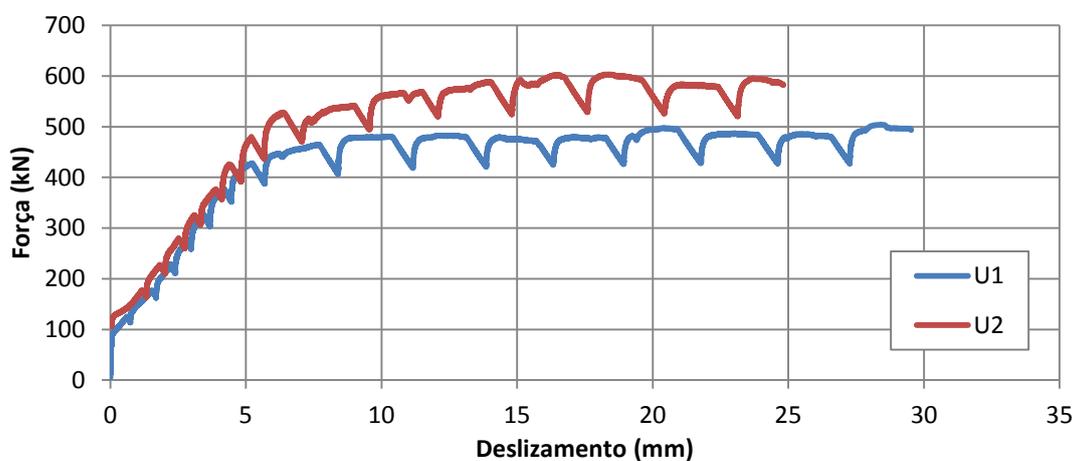


FIGURA 3.14 – Curvas força versus deslizamento do Crestbond nos ensaios da Série U.

A FIGURA 3.15 mostra a deformação de um conector Crestbond da Série U após o ensaio.

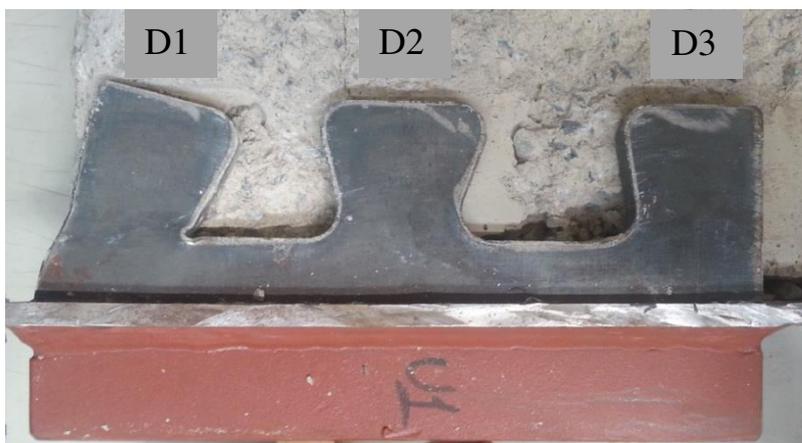


FIGURA 3.15 – Deformação do Crestbond da Série U ao final do ensaio.

#### 3.4.2.4 Série A - TC350-219,1x6,4-BL-04CR

Os ensaios da Série A foram interrompidos antes que se pudesse obter  $P_1$  e  $P_u$ , cuja razão será detalhada posteriormente. Assim, foi medida nesta série apenas a rigidez, tendo sido obtido o seguinte valor (FIGURA 3.16).

$$k = 85,5 \text{ kN/mm}$$

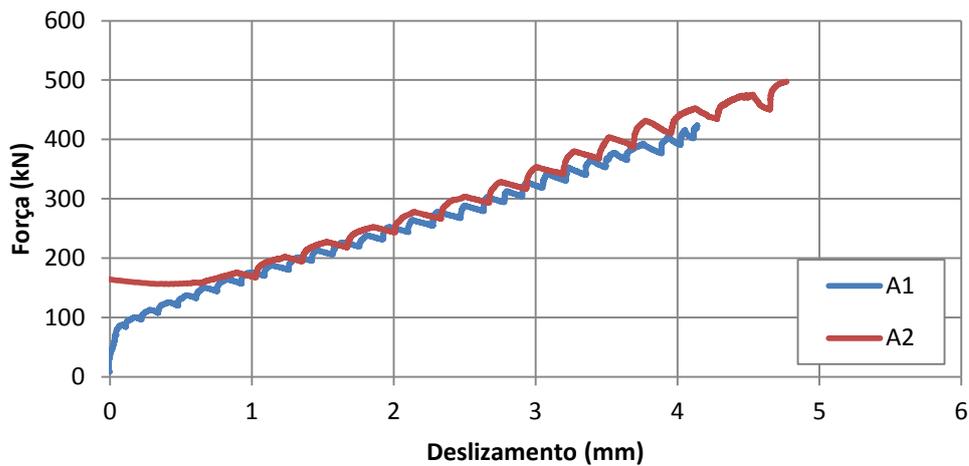


FIGURA 3.16 – Curvas força versus deslizamento do Crestbond nos ensaios da Série A.

A FIGURA 3.17 mostra a deformação de um conector Crestbond da Série A após o ensaio.

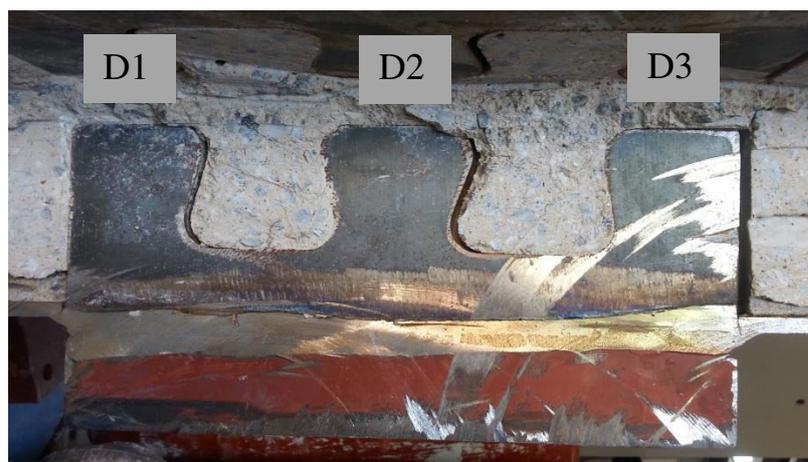


FIGURA 3.17 – Deformação de Crestbond da Série A ao final do ensaio.

### 3.4.3 Discussão e Comparação

Analisando os gráficos apresentados, nota-se, em todos eles, uma consistência muito boa dos resultados, tendo em vista que os pares de protótipos de cada série resultaram em curvas quase coincidentes. Por esse motivo, para plotar o gráfico a seguir (FIGURA 3.18), em que os resultados das diferentes séries foram sobrepostos para efeito comparativo, escolheu-se apenas uma curva de cada série, mais precisamente aquela que atingiu maior valor de deslizamento.

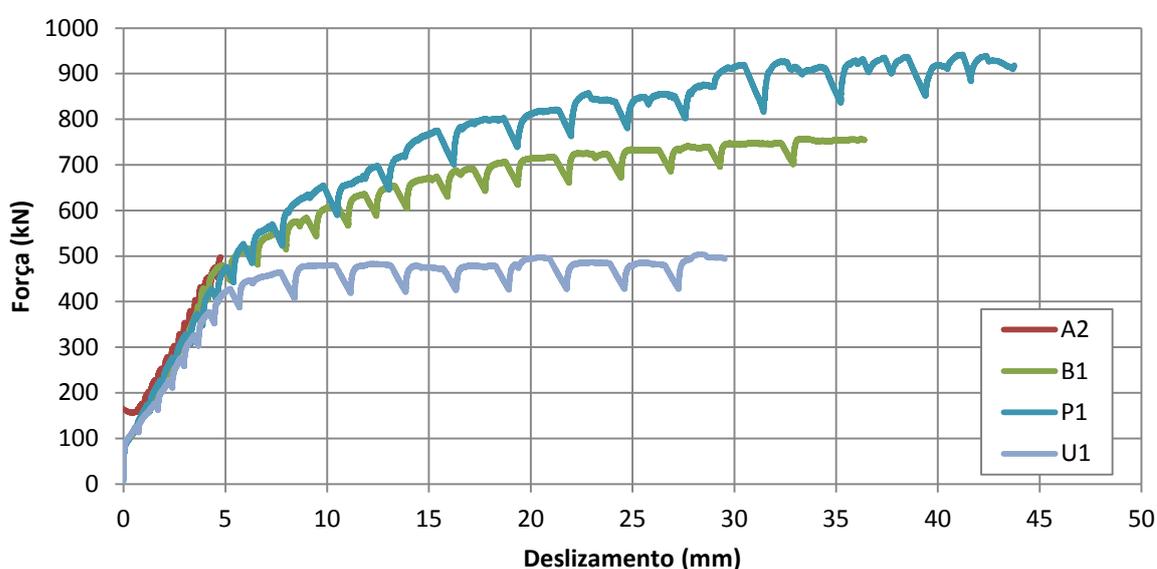


FIGURA 3.18 – Sobreposição dos resultados das quatro séries de ensaios.

Analisando o gráfico, nota-se que o comportamento dos conectores é caracterizado por uma fase inicial linear ascendente, seguida de um trecho curvo com diminuição da inclinação (ou rigidez) que culmina em um patamar horizontal. Assim sendo, do ponto aproximado que determina a transição da primeira fase para a segunda, extraíram-se os valores de  $P_1$ . Observando o valor da força correspondente ao nível do patamar horizontal, definiu-se  $P_u$ . Finalmente, medindo a inclinação da reta descrita na fase inicial, determinou-se  $k$ .

Conforme se observa, as curvas dos diferentes protótipos apresentaram fase linear com inclinações ( $k$ ) bastante próximas, e tiveram o fim da fase linear ( $P_1$ ) se dando em pontos

quase coincidentes, o que leva a crer que os parâmetros  $P_1$  e  $k$  são pouco influenciados pela forma e dimensões da seção do pilar, devendo estar mais fortemente ligados a propriedades do concreto ou do conector em si.

Quanto aos protótipos da serie A, conforme já frisado, não foi possível levá-los além da fase linear nos ensaios. Isto ocorreu, pois, ao se atingir forças da ordem de 2000 kN, a parte superior do tubo começou a escoar e enrugar, conforme se observa na FIGURA 3.19, e, nesse ponto, os conectores, por estarem presentes em maior quantidade nesses protótipos, ainda estavam em regime linear. Por este motivo não se pôde determinar  $P_1$  e  $P_u$  dos conectores nesses ensaios. Também não foi possível notar deformação visível nos conectores desta série (FIGURA 3.17), diferentemente das demais.



FIGURA 3.19 – Enrugamento decorrente do escoamento no topo do tubo da Série A.

Com relação às demais séries, cujos protótipos atingiram o regime pós-linear, observa-se que cada um deles descreveu uma trajetória diferente após o término da fase linear, tendo as curvas força *versus* deslizamento da Série U divergido mais significativamente das séries B e P. Isso pode ser atribuído à forma retangular da seção do tubo na Série U.

Conforme foi dito no Subitem 2.2.2, tubos retangulares não propiciam o efeito de confinamento passivo com a mesma efetividade dos tubos retangulares, provavelmente por isso, na Série U os protótipos apresentaram pouca capacidade resistente após a fase linear,

tendo, logo após seu término, atingido o patamar horizontal. Assim sendo, nos pilares retangulares, a força que caracteriza o fim da linearidade do deslizamento relativo ( $P_1$ ) é muito próxima da capacidade resistente dos conectores ( $P_u$ ).

Por outro lado, nos pilares circulares, representados nas séries B e P, a rigidez decaiu de forma mais gradual e os conectores conseguiram resistir a cargas até 90% maiores que a correspondente ao fim do regime linear.

Com relação à diferença entre as séries B e P quanto ao valor de  $P_u$ , provavelmente ela está relacionada ao aumento de resistência que o concreto apresenta quando a região carregada de uma seção de concreto é menor que a área total dessa seção. Este aumento é atribuído ao confinamento da região carregada pelo concreto que a circunda, e, segundo a ABNT NBR 6118: 2014, é proporcional à raiz quadrada da razão entre a área total da seção e a área carregada (nesse caso, a área de contato entre os conectores e o concreto). Dessa forma, como o protótipo da Série P apresenta maior área de seção transversal que o da Série B, seu concreto apresentaria maior resistência ao esforço exercido pelos conectores, justificando assim seu maior valor de  $P_u$ .

Adotando essa mesma relação, a EN 1994-1-1:2004 prescreve que a resistência do concreto, no caso de uma seção de PMPC parcialmente carregada por chapas de gusset ou enrijecedores, seja dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{cL} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (3.1)$$

onde:

$t$  = espessura da parede do tubo

$a$  = diâmetro do tubo ou dimensão dos lados da seção quadrada

$A_c$  = área da seção transversal da seção de concreto

$A_1$  = área carregada sobre a chapa (ver FIGURA 3.20)

$\eta_{cL} = 4,9$  para seções circulares e  $3,5$  para seções quadradas

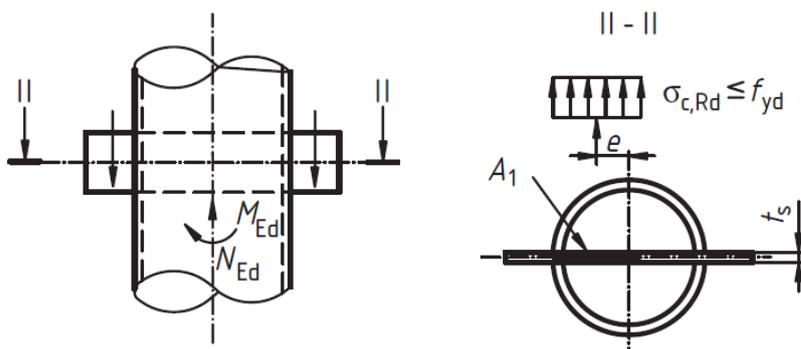


FIGURA 3.20 – Seção de PMPC parcialmete carregada (EN 1994-1-1:2004).

Aplicando esta expressão aos protótipos das séries B e P, chega-se a uma razão de aproximadamente 0,6 entre as resistências  $\sigma_{c,Rd}$  desses protótipos. Entretanto, conforme se observa pela expressão seguinte, esse valor é inferior ao da razão entre os valores de  $P_u$  observados:

$$\frac{\sigma_{c,Rd}^{Série B}}{\sigma_{c,Rd}^{Série P}} = 0,61 < \frac{P_u^{Série B}}{P_u^{Série P}} = 0,81 \quad (3.2)$$

Isso leva a crer que outros fatores podem também estar envolvidos na diferença entre as séries B e P quanto à  $P_u$ .

Para melhor visualizar a influência do diâmetro e geometria do tubo nos valores de  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$ , foi feita a TABELA 3.5, onde os valores dessas grandezas obtidos nas séries B, P e U foram ordenados de forma decrescente.

TABELA 3.5 – Influência da geometria do tubo nas propriedades do conector.

Propriedade mais influenciada pela geometria do tubo	$\longrightarrow$	Propriedade menos influenciada pela geometria do tubo																																				
$P_u$ (kN)	$k$ (kN/mm)	$P_1$ (kN)																																				
<b>FP*</b>	<b>FP*</b>	<b>FP*</b>																																				
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 10%; text-align: center;">P</td><td style="width: 60%; text-align: center;">940</td><td style="width: 30%; text-align: center;"><b>1,00</b></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">B</td><td style="text-align: center;">760</td><td style="text-align: center;"><b>0,81</b></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">U</td><td style="text-align: center;">550</td><td style="text-align: center;"><b>0,59</b></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">VARIÇÃO:</td><td style="text-align: center;">390</td><td style="text-align: center;"><b>0,41</b></td></tr> </table>	P	940	<b>1,00</b>	B	760	<b>0,81</b>	U	550	<b>0,59</b>	VARIÇÃO:	390	<b>0,41</b>	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 10%; text-align: center;">B</td><td style="width: 60%; text-align: center;">79,5</td><td style="width: 30%; text-align: center;"><b>1,00</b></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">P</td><td style="text-align: center;">70,5</td><td style="text-align: center;"><b>0,89</b></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">U</td><td style="text-align: center;">67,5</td><td style="text-align: center;"><b>0,85</b></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">VARIÇÃO:</td><td style="text-align: center;">12,0</td><td style="text-align: center;"><b>0,15</b></td></tr> </table>	B	79,5	<b>1,00</b>	P	70,5	<b>0,89</b>	U	67,5	<b>0,85</b>	VARIÇÃO:	12,0	<b>0,15</b>	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 10%; text-align: center;">P</td><td style="width: 60%; text-align: center;">460</td><td style="width: 30%; text-align: center;"><b>1,00</b></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">B</td><td style="text-align: center;">410</td><td style="text-align: center;"><b>0,89</b></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">U</td><td style="text-align: center;">400</td><td style="text-align: center;"><b>0,87</b></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">VARIÇÃO:</td><td style="text-align: center;">60</td><td style="text-align: center;"><b>0,13</b></td></tr> </table>	P	460	<b>1,00</b>	B	410	<b>0,89</b>	U	400	<b>0,87</b>	VARIÇÃO:	60	<b>0,13</b>
P	940	<b>1,00</b>																																				
B	760	<b>0,81</b>																																				
U	550	<b>0,59</b>																																				
VARIÇÃO:	390	<b>0,41</b>																																				
B	79,5	<b>1,00</b>																																				
P	70,5	<b>0,89</b>																																				
U	67,5	<b>0,85</b>																																				
VARIÇÃO:	12,0	<b>0,15</b>																																				
P	460	<b>1,00</b>																																				
B	410	<b>0,89</b>																																				
U	400	<b>0,87</b>																																				
VARIÇÃO:	60	<b>0,13</b>																																				

\* FP = Fator de Proporcionalidade para análise comparativa.

# 4

## CONSTRUÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

### 4.1 Consideração Inicial

Este capítulo tem o objetivo de esclarecer aspectos fundamentais e comuns a todos os modelos numéricos realizados no estudo do comportamento do Crestbond. Assim sendo, os itens seguintes se prestam a descrever e explicar aspectos de natureza teórica dos modelos, tais como malha de elementos finitos, modelos constitutivos dos materiais e condições de contorno, não se apegando a propriedades de caráter específico, como geometria do tubo e número de conectores, ou artifícios empíricos adotados em modelagens investigativas.

## 4.2 Visão Geral dos Modelos

A modelagem numérica buscou recriar da maneira mais real possível os ensaios experimentais de cisalhamento direto descritos no Capítulo 3.

Antes de se dar início à construção do modelo numérico, estudou-se uma série de modelos criados por outros autores que buscavam solucionar problemas com características semelhantes, entre eles ALMEIDA (2012), SILVA (2013) e CARDOSO (2014). Analisando os modelos desses autores, foi possível obter informações importantes no que diz respeito ao tipo de elemento a se adotar, ao modelo constitutivo mais adequado para representar os materiais, às condições de contorno e ao contato entre as partes do modelo. Na FIGURA 4.1 são mostrados alguns desses modelos.

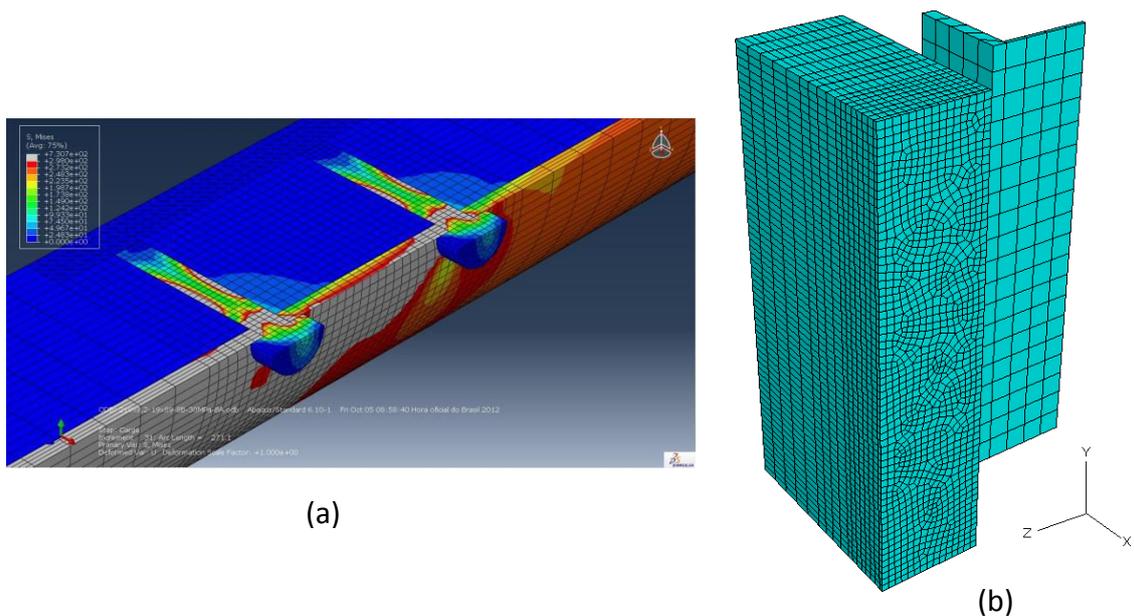


FIGURA 4.1 – Modelos numéricos de ensaios de cisalhamento: (a) CARDOSO (2014); (b) SILVA (2013).

Adquirido esse embasamento iniciou-se o processo de modelagem. O aspecto final dos modelos pode ser observado na FIGURA 4.2.

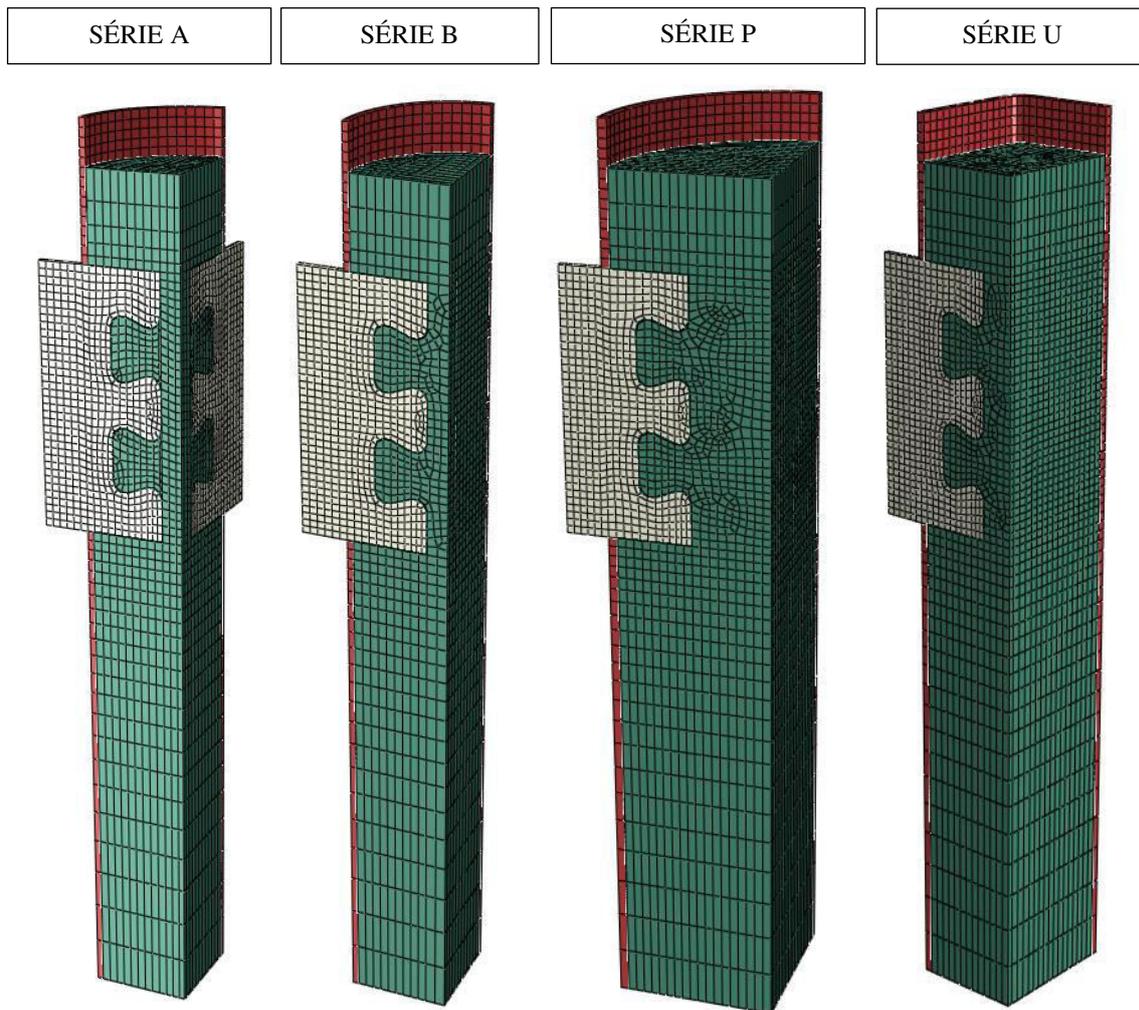


FIGURA 4.2 – Configuração dos modelos numéricos das séries A, B, P e U.

Como os protótipos apresentam dois planos de simetria, tornou-se viável modelar apenas um quarto deles. Os demais detalhes desses modelos são descritos nos itens seguintes.

### 4.3 Malha de elementos finitos

No modelo foi utilizado o elemento linear sólido hexaédrico de oito nós C3D8 (FIGURA 4.3), para modelar tanto o aço quanto o concreto.

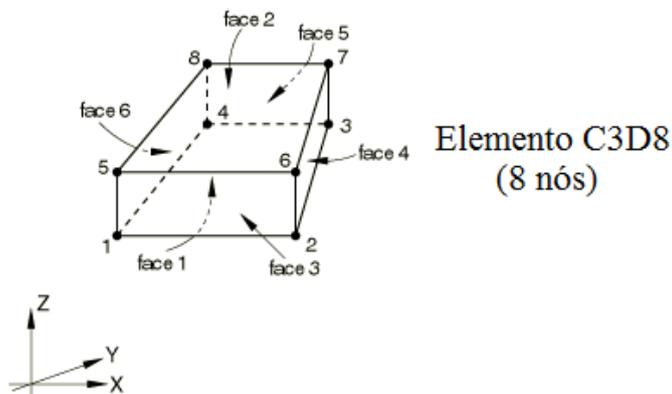


FIGURA 4.3 – Elemento C3D8 (SIMULIA, 2010).

Adotou-se 8 mm como tamanho aproximado dos lados dos elementos do Crestbond e entorno, aumentando-se a dimensão longitudinal dos elementos do concreto e do tubo à medida em que estes se distanciavam da região de concentração de esforços.

As dimensões atribuídas aos elementos do modelo foram resultado de um estudo de malha, em que foram testados diferentes tamanhos de lado dos elementos entre 5 e 10mm. A opção pelo valor de 8mm deve-se à constatação de que para maiores níveis de discretização não se obtinha ganho de precisão significativo e o tempo de processamento se elevava muito. Na FIGURA 4.4 se observa o aspecto final da malha em cada componente do modelo numérico.

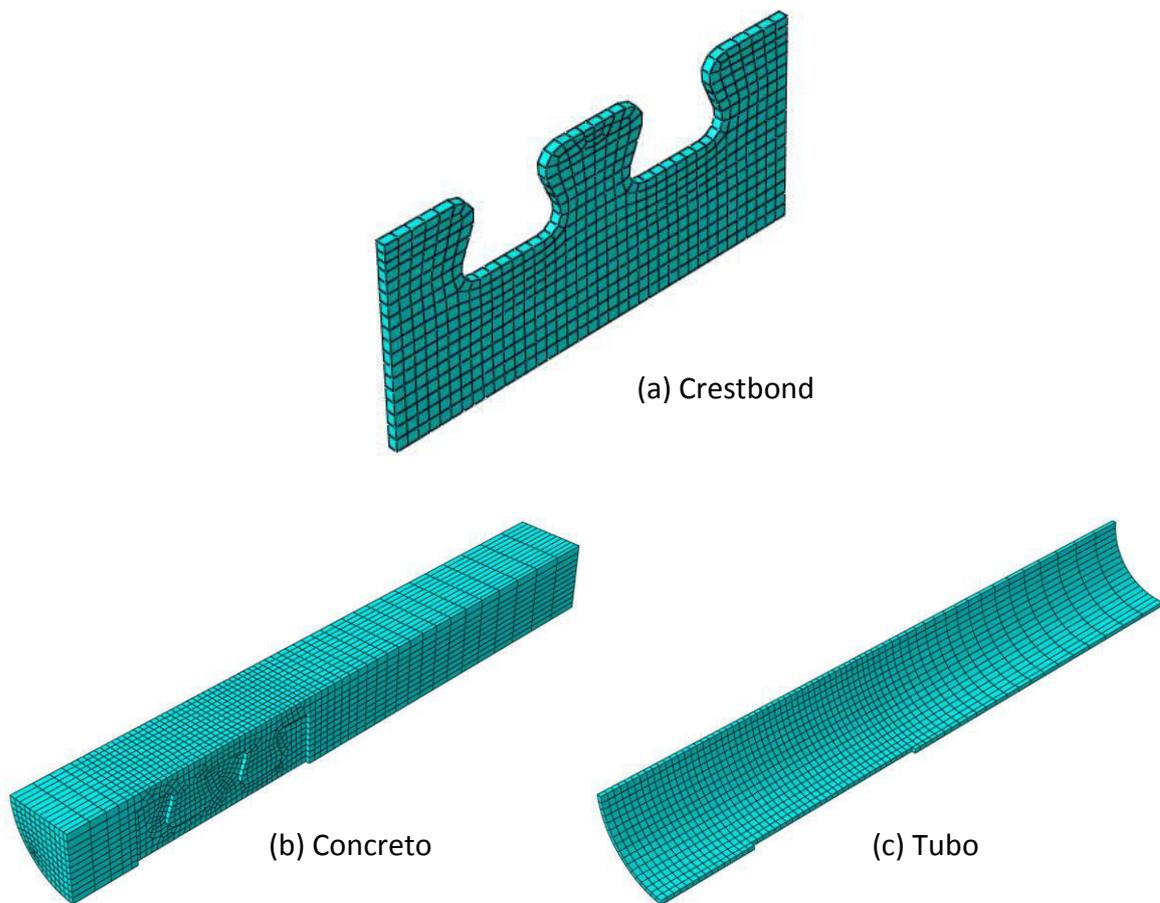


FIGURA 4.4 – Aspecto da malha de elementos finitos dos três componentes do modelo.

O ABAQUS conta com um algoritmo que analisa a geometria a ser discretizada, define uma estratégia para discretização e gera a malha de acordo com o tamanho do elemento especificado pelo usuário.

As estratégias utilizadas para a discretização neste trabalho foram a de malha estruturada e a de malha por varredura. A primeira técnica resulta em malhas bem uniformes, mas só é aplicável em formas regulares, como paralelepípedos e prismas. A segunda técnica realiza uma varredura ao longo de uma das extensões da peça e gera uma malha que se adequa à sua forma. Essa técnica é utilizada para discretizar formas mais complexas, e seu resultado pode ser melhorado ao se alterar direção e sentido da varredura.

Também foram criadas partições que dividissem uma peça com geometria complexa em partes mais simples, a fim de gerar uma malha mais regular. Na FIGURA 4.5 se observam essas partições.

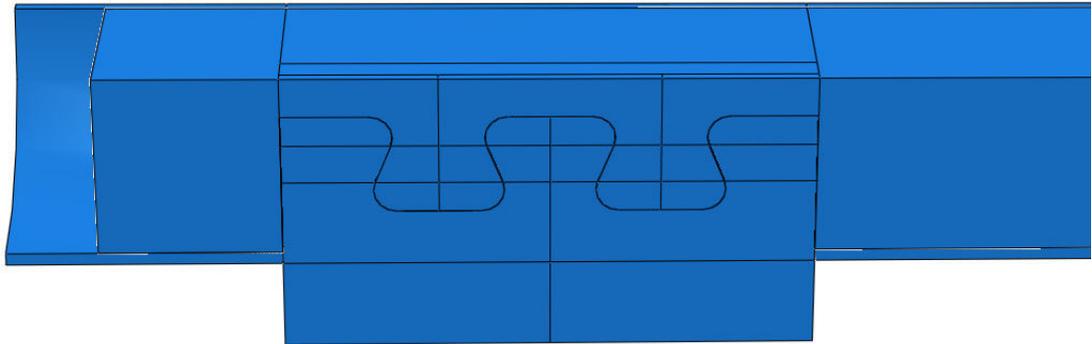


FIGURA 4.5 – Partições do modelo.

## 4.4 Modelos Constitutivos

Neste item descreve-se a maneira como se representou o comportamento dos materiais e como se chegou aos valores dos parâmetros fornecidos ao software.

### 4.4.1 Concreto

Para representar o comportamento do concreto optou-se por utilizar o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity*. Esse modelo disponibilizado pelo ABAQUS tem o propósito de levar em conta comportamentos característicos de materiais frágeis como concreto, rocha e argamassa, permitindo simular, entre outras, as seguintes características do concreto:

- resistência à tração em torno de 10 vezes menor que à compressão;
- dano irreversível associado a fissuras em baixas tensões de confinamento;

- colapso da microestrutura porosa do concreto por compressão quando sob suficiente confinamento, fenômeno que, macroscopicamente, se assemelha a um escoamento seguido de encruamento;
- critério de escoamento em estado triaxial de tensões associado à pressão hidrostática.

Os parâmetros fornecidos para configurar o modelo constitutivo em questão são apresentados e explicados nos subitens que seguem.

#### 4.4.1.1 Domínio elástico

No modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* as deformações elásticas ( $\varepsilon^{el}$ ) e plásticas ( $\varepsilon^{pl}$ ) são calculadas de maneira independente e somadas para se obter a deformação total, como segue:

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (4.1)$$

sendo  $\varepsilon^{el}$  função somente do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson, e  $\varepsilon^{pl}$  obtido à partir de curvas tensão *versus* deformação.

Segundo a EN 1992-1-1:2004, o módulo de elasticidade do concreto ( $E_{cm}$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) podem ser tomados como:

$$E_{cm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \text{ (GPa)} \quad (4.2)$$

$$\nu = 0,2$$

Dessa forma, a partir dos valores de  $f_{cm}$  da TABELA 3.4 e da Equação (4.2), determinou-se o módulo de elasticidade para cada ensaio. A relação dos ensaios modelados numericamente e os valores de  $E_{cm}$  adotados são apresentados abaixo.

TABELA 4.1 – Ensaio realizados e os respectivos valores de  $E_{cm}$ .

Série	Nomenclatura	Data do Ensaio	$E_{cm}$ (MPa)
A1	TC350-219,1x6,4-BL-04CR	13/03/14	33847,23
A2		08/04/14	34021,96
B1	TC350-219,1x6,4-BL-02CR	12/02/14	33649,81
B2		18/02/14	33690,88
P1	TC250-355,6x9,5-BL-02CR	21/03/14	33901,21
P2		25/03/14	33928,13
U1	TR250-320x250x8,2-BL-02CR	01/04/14	33975,12
U2		28/03/14	33948,29

#### 4.4.1.2 Comportamento à compressão uniaxial em domínio inelástico

Se para caracterizar o regime elástico do material, basta o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, para definir o comportamento plástico, é necessário fornecer ao software a relação tensão *versus* deformação plástica.

O comportamento do concreto à compressão foi representado pela curva tensão *versus* deformação apresentada na FIGURA 4.6, que reúne as fases elástica e inelástica.

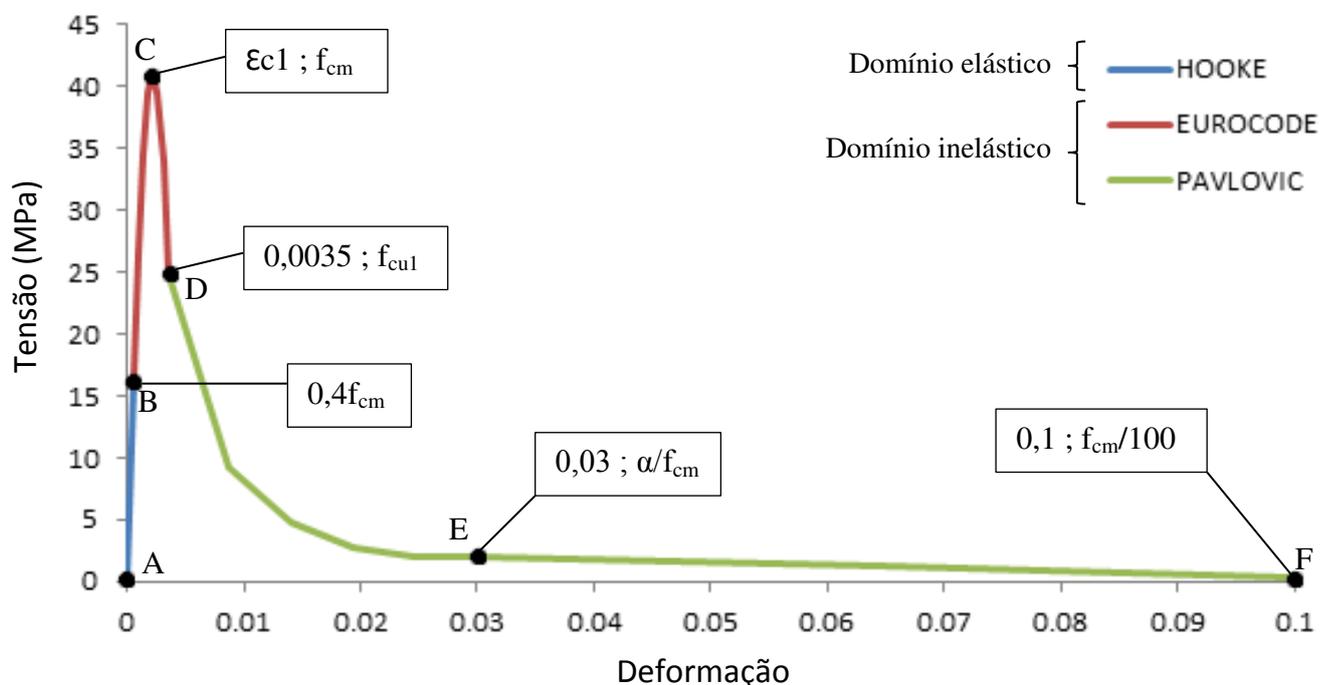


FIGURA 4.6 – Comportamento do concreto à compressão da fase elástica à ruptura.

A curva da FIGURA 4.6 é composta por três trechos complementares, cada um deles descrito por uma formulação distinta, são elas:

- 1º Trecho (A-B): Lei de Hooke

$$\sigma_c = E_{cm} \varepsilon_c \quad (4.3)$$

- 2º Trecho (B-C-D): EN 1992-1-1:2004

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad \eta \leq \frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_c} \quad (4.4)$$

onde,

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$$

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

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

$$\varepsilon_{cu1} = 3,5 / 1000$$

$E_{cm}$  é o módulo secante do concreto, definido conforme FIGURA 4.7.

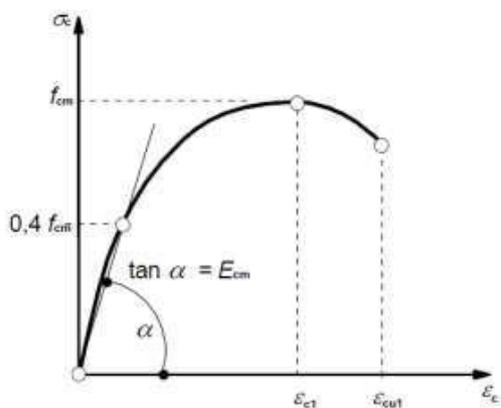


FIGURA 4.7 – Módulo secante do concreto (EN 1992-1-1:2004).

- 3° Trecho (D-E-F): PAVLOVIĆ *et al.* (2013)

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[ \frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen}\left(\frac{\mu\alpha_{iD}\alpha_{iE}\pi}{2}\right)}{\beta\text{sen}\left(\frac{\alpha_{iE}\pi}{2}\right)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cuE} \\ \frac{f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})}{(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE})}, \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (4.5)$$

onde,

$$\mu = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{cuD}}{\varepsilon_{cuE} - \varepsilon_{cuD}}$$

$$\alpha = 20$$

$$\alpha_{iD} = 0,5$$

$$\alpha_{iE} = 1$$

$$\beta = f_{cm}/f_{cu1}$$

$\varepsilon_{cuD}$	$\varepsilon_{cu1}$	$f_{cuD}$	$f_{cu1}$
$\varepsilon_{cuE}$	0,03	$f_{cuE}$	$f_{cm}/\alpha$
$\varepsilon_{cuF}$	0,1	$f_{cuF}$	$f_{cm}/100$

Para fornecer ao programa apenas a parcela relativa à deformação plástica da curva tensão *versus* deformação (tendo em vista que o ABAQUS lida separadamente com as deformações elásticas e as deformações plásticas), foi necessário subtrair dos valores de deformação total ( $\varepsilon$ ) a parcela relativa à deformação elástica ( $\varepsilon^{el}$ ). Para isso utilizou-se a seguinte expressão:

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon - \frac{\sigma}{E} \quad (4.6)$$

Aplicando essa expressão aos pares ordenados utilizados para construir a curva da FIGURA 4.6, chega-se à relação tensão *versus* deformação plástica requerida pelo ABAQUS (FIGURA 4.8).

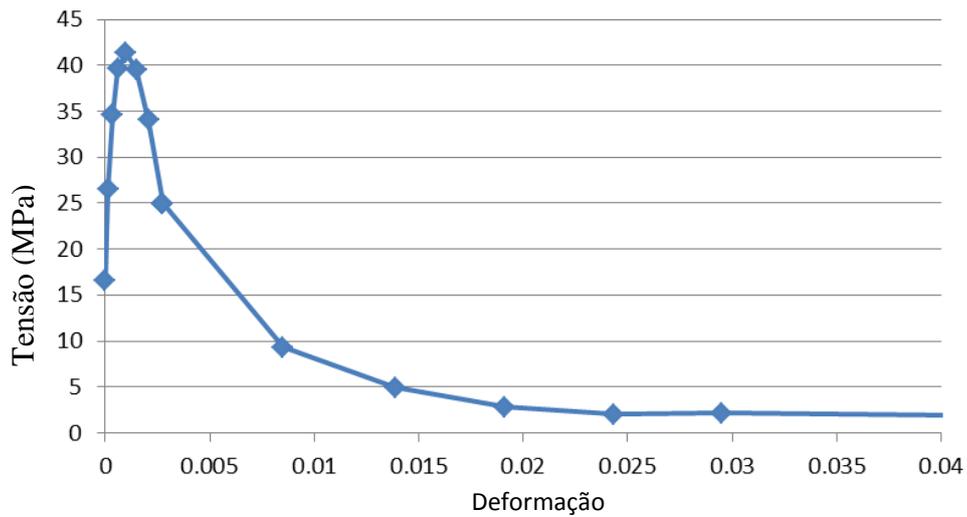


FIGURA 4.8 – Aspecto da relação tensão deformação do concreto conforme fornecida ao ABAQUS, isto é, subtraindo as parcelas de deformação elástica, para um dado  $f_{ck}$ .

#### 4.4.1.3 Comportamento à tração uniaxial em domínio inelástico

Assim como no comportamento à compressão, o comportamento à tração uniaxial em domínio plástico pode ser definido no ABAQUS através de uma relação tensão *versus* deformação (FIGURA 4.9).

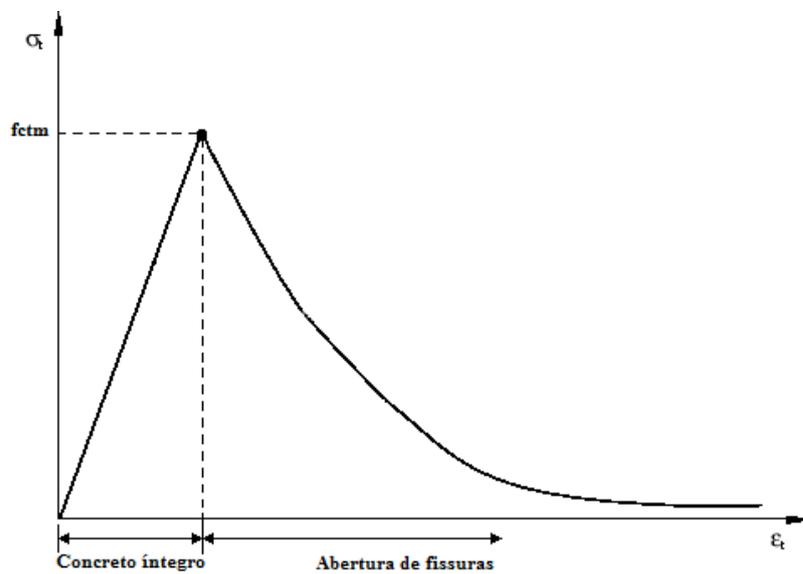


FIGURA 4.9 – Comportamento do concreto à tração da fase elástica à ruptura.

Entretanto, segundo SIMULIA (2010), esse método muitas vezes gera resultados sensíveis à malha. Por esse motivo o ABAQUS disponibiliza uma opção adicional, o critério de energia de fratura. Adotando esse critério, o comportamento frágil do concreto passa a ser caracterizado por meio da relação tensão *versus* deslocamento, sendo o deslocamento a própria abertura da fissura depois de ultrapassada a tensão  $f_{ctm}$ .

Segundo a documentação do ABAQUS, os pares dessa curva tensão *versus* deslocamento pós-pico podem ser satisfatoriamente definidos conforme a TABELA 4.2.

TABELA 4.2 – Pares ordenados para a definição do comportamento pós-crítico do concreto à tração (SILVA, 2013).

$\sigma_t$ (MPa)	$u$ (mm)
$f_{ctm}$	0,00
$0,60f_{ctm}$	0,05
$0,30f_{ctm}$	0,15
$0,05f_{ctm}$	0,50

O valor da resistência à tração ( $f_{ctm}$ ), segundo a ABNT NBR 6118: 2014, pode ser expresso pela expressão:

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (4.7)$$

onde,

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ (MPa)}$$

Aplicando essa expressão, pôde-se chegar aos pares ordenados requeridos pelo ABAQUS para caracterização do comportamento pós-crítico do concreto à tração (FIGURA 4.10).

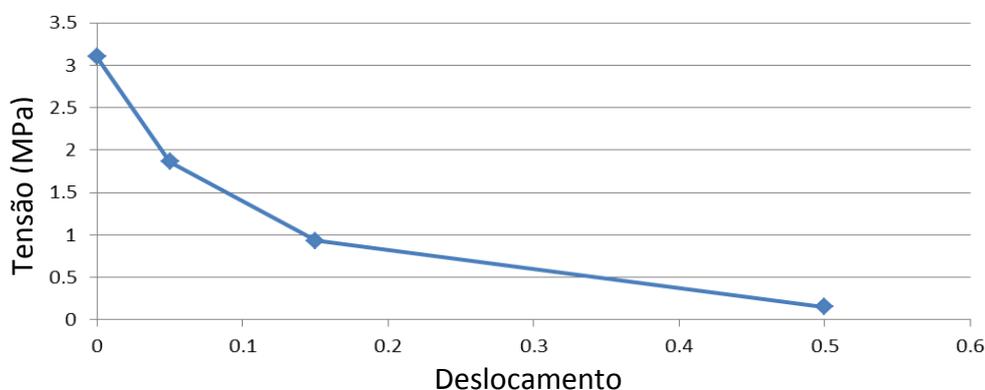


FIGURA 4.10 – Aspecto da curva que descreve a abertura das fissuras no concreto para um dado  $f_{ck}$ .

#### 4.4.1.4 Degradação da rigidez do concreto

A degradação da rigidez do concreto fica caracterizada quando se tem um descarregamento partindo de um ponto situado no ramo pós-crítico da curva tensão *versus* deformação, conforme se observa na FIGURA 4.11.

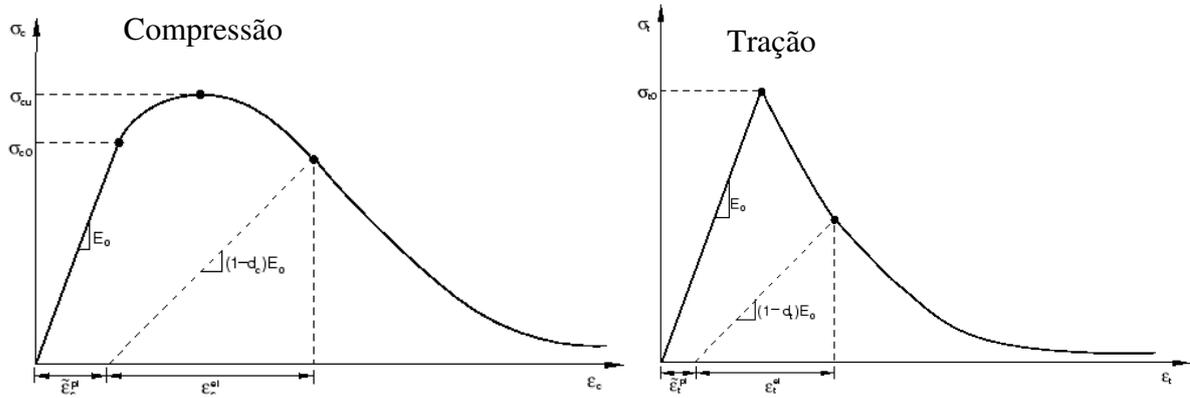


FIGURA 4.11 – Degradação da rigidez do concreto (SIMULIA, 2010).

Devido ao dano sofrido pelo concreto, a fase de descarregamento descreve no diagrama tensão *versus* deformação uma reta (tracejada) com inclinação inferior àquela observada no início do ciclo de carga. Essa nova inclinação representa a rigidez degradada do concreto, ou seja, a rigidez inicial que o concreto apresentará caso sofra um segundo ciclo de carga.

A magnitude da degradação, isto é, da redução da inclinação, é governada por duas variáveis independentes,  $d_c$  (dano à compressão uniaxial) e  $d_t$  (dano à tração uniaxial). Essas variáveis assumem valores de zero (0), para material não danificado, até um (1), para material totalmente danificado. Segundo, CARDOSO (2014), podem ser determinadas através das seguintes equações:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (4.8)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \quad (4.9)$$

Com essas equações, determinou-se para cada ponto das curvas das FIGURAS 4.8 e 4.10 o dano correspondente sofrido pelo concreto, e, assim, chegou-se às curvas da evolução do dano (FIGURA 4.11).

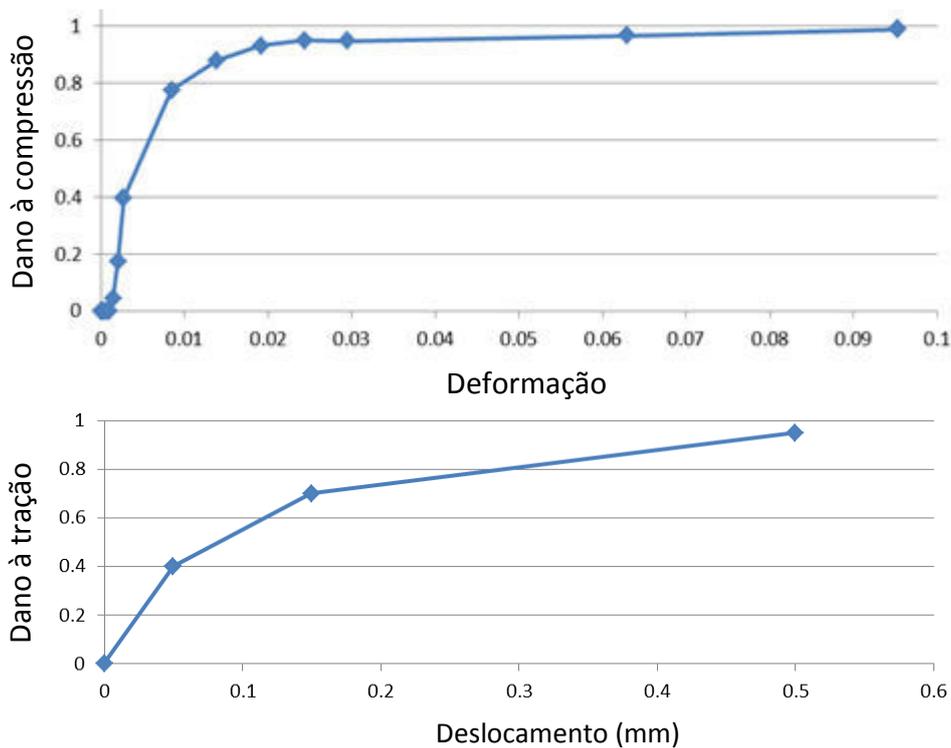


FIGURA 4.12 – Aspecto das curvas de dano do concreto à compressão e à tração.

#### 4.4.1.5 Parâmetros do modelo constitutivo Concrete Damaged Plasticity

O ABAQUS requer a definição de mais alguns parâmetros para descrever o comportamento do concreto além dos inputs já apresentados. Esses parâmetros governam a expansão das equações de comportamento material em estado uniaxial para o estado multiaxial e são descritos nos subitens a seguir.

Conforme informa a documentação do ABAQUS, para recriar as condições de escoamento ou falha em estado multiaxial o programa usa, no modelo constitutivo em questão, a função de escoamento proposta por LUBLINER *et al.* (1989). Essa função é proveniente do critério de falha para materiais granulares de Drucker-Prager, primeiro autor a estabelecer um critério de falha dependente da pressão hidrostática. Comparando os critérios de von Mises e Drucker-Prager (FIGURA 4.13), compreende-se como essa dependência da pressão hidrostática se manifesta na forma da superfície de escoamento.

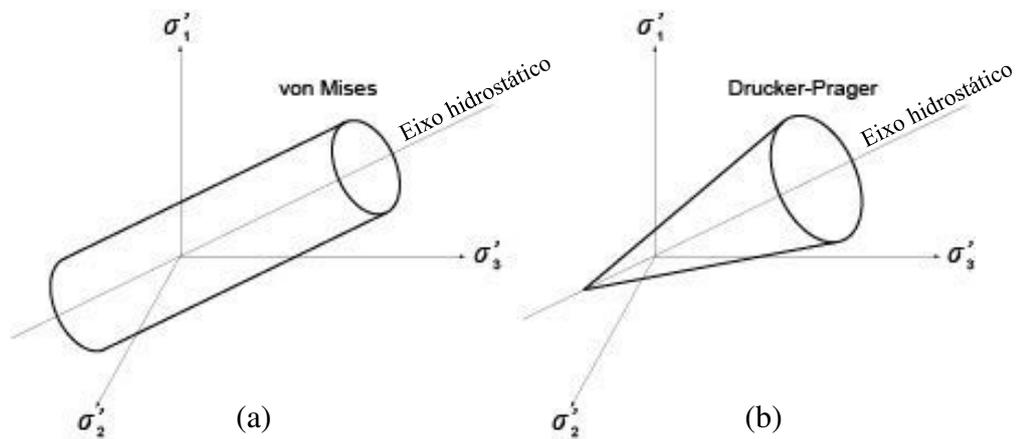


FIGURA 4.13 – (a) Critério de falha independente do eixo hidrostático; (b) Critério de falha dependente do eixo hidrostático.

Os parâmetros supramencionados são:

- K: parâmetro pertinente aos termos da função de LUBLINER *et al.* (1989) que diferenciam-na da equação de Drucker-Prager. Segundo CHEN & ANDRAWES (2012), K é definido pela razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão. Na FIGURA 4.14 pode-se observar a maneira como esse parâmetro influencia na forma da superfície de escoamento. Segundo a documentação do ABAQUS (SIMULIA, 2010), K deve ser tomado como 2/3 para o concreto.

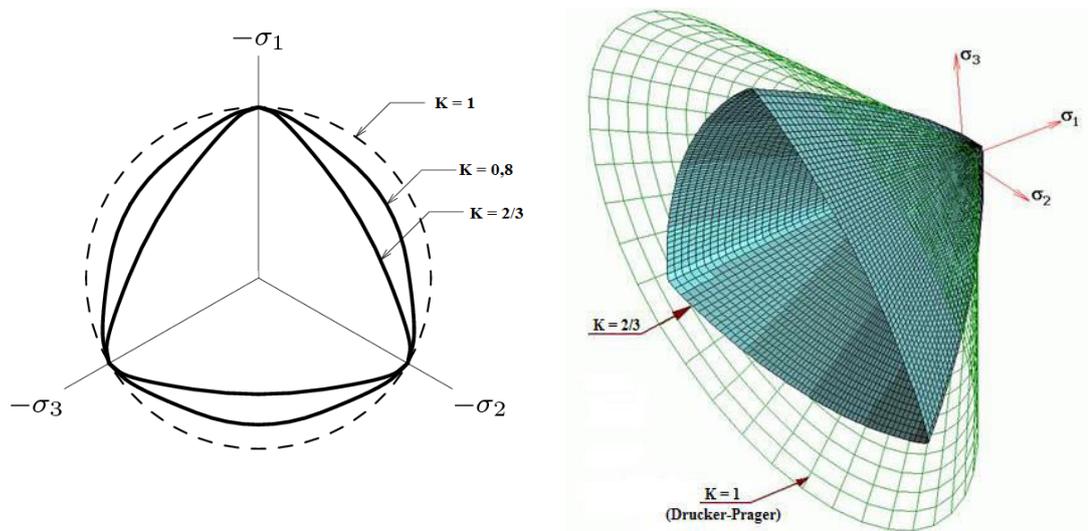


FIGURA 4.14 – Influência do parâmetro K sobre a forma da superfície de escoamento.

- $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ : parâmetro que estabelece a razão entre as tensões de escoamento em estados biaxial e estado uniaxial. Esse parâmetro é necessário para fixar proporções da superfície de escoamento de LUBLINER *et al.* (1989) e é tomado como 1,16 para o concreto. Nas FIGURAS 4.15 e 4.16 pode-se observar  $\sigma_{b0}$  e  $\sigma_{c0}$  e compreender graficamente a função deste parâmetro.

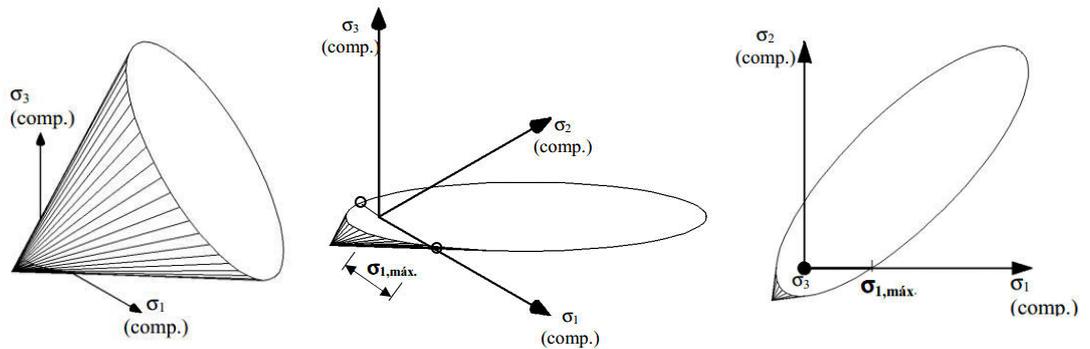


FIGURA 4.15 – Elucidação do plano biaxial de tensões ( $\sigma_1, \sigma_2$ ). (Secção da superfície de escoamento de Drucker-Prager)

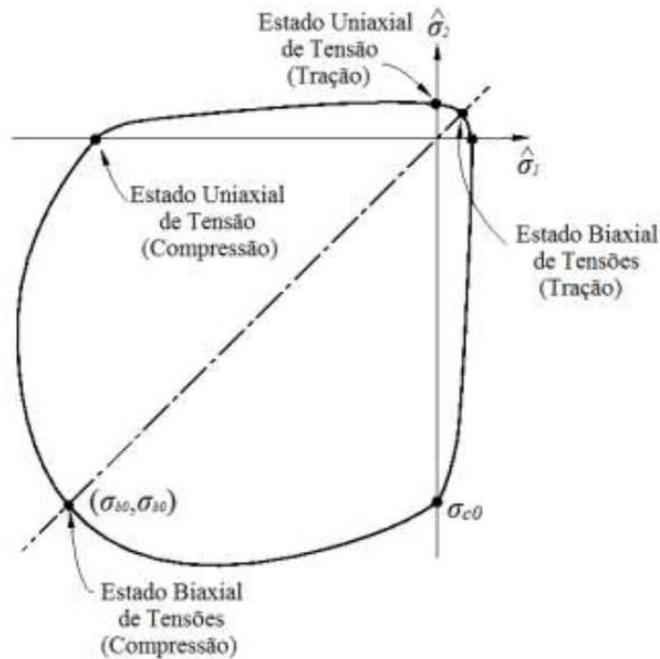


FIGURA 4.16 –  $\sigma_{b0}$  e  $\sigma_{c0}$  no plano biaxial da superfície de escoamento de LUBLINER *et al.* (1989) (SIMULIA, 2010).

- Ângulo de dilatância ( $\psi$ ): segundo CARDOSO (2014), esse parâmetro está relacionado à inclinação que o potencial plástico alcança para altas tensões de confinamento. Para valores mais baixos de  $\psi$  o material irá apresentar comportamento frágil, e para valores mais elevados irá apresentar um comportamento mais dúctil. Este comportamento é evidenciado por estudo paramétrico de ensaios de flexão em quatro pontos em vigas de concreto armado realizado por MALM (2009). Na FIGURA 4.17 são apresentados resultados para diversos valores de  $\psi$  bem como o resultado experimental obtido. Neste trabalho, a exemplo de SILVA (2013) e CARDOSO (2014), adotou-se  $\psi = 36^\circ$ .

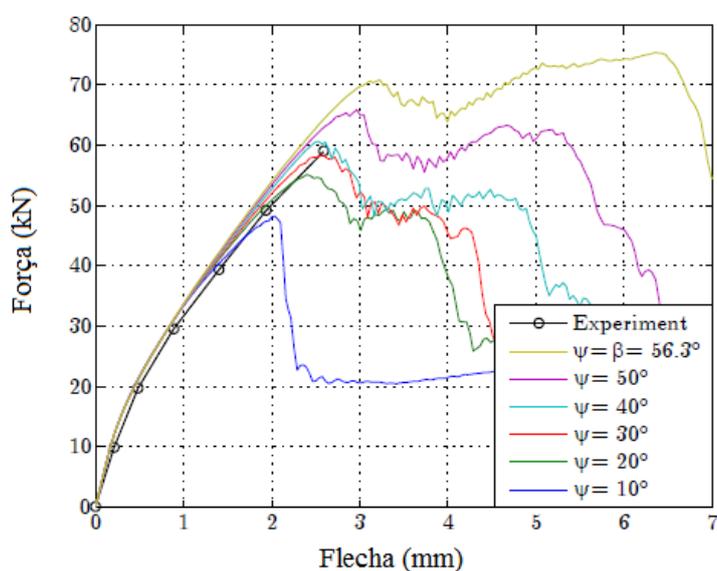


FIGURA 4.17 – Estudo paramétrico do ângulo de dilatância (MALM, 2009).

- Parâmetro de viscosidade ( $\mu$ ): parâmetro que tem como principal função contornar dificuldades de convergência típicas de modelos com degradação da rigidez. Ele permite, segundo a documentação do ABAQUS (SIMULIA, 2010), a regularização das equações constitutivas usando viscoplasticidade, desse modo permitindo que tensões atinjam valores fora da superfície de escoamento sem comprometer o resultado. Neste trabalho realizou-se um estudo para determinar o valor de  $\mu$  que resultasse na melhor convergência. Conforme FIGURA 4.18, se optou por  $\mu = 0,1$ .

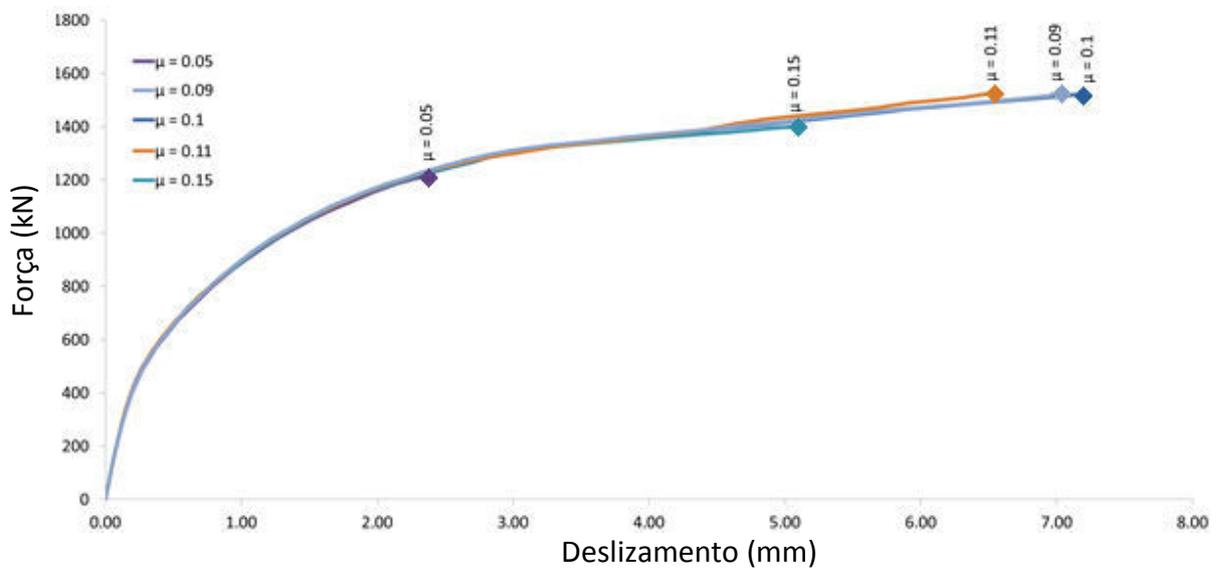


FIGURA 4.18 – Estudo para escolha do valor do parâmetro de viscosidade.

#### 4.4.2 Aços do Tubo e do Crestbond

Para representar o comportamento do aço, foi utilizado o modelo constitutivo elastoplástico clássico. Para configurar esse modelo é necessário apenas fornecer a relação tensão *versus* deformação do material, lembrando que, assim como no modelo constitutivo do concreto, as deformações elásticas e plásticas são tratadas separadamente pelo ABAQUS ( $\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl}$ ).

Para traçar a curva tensão *versus* deformação dos aços partiu-se dos valores da resistência ao escoamento ( $f_y$ ), resistência à ruptura ( $f_u$ ) e módulo de elasticidade ( $E_a$ ), os quais podem ser observados na TABELA 3.2.

A relação tensão *versus* deformação de ambos os materiais é caracterizada por um trecho elástico linear, um patamar de escoamento, um pico de encruamento e uma fase descendente que simula uma ruptura. Na FIGURA 4.19 se observa como se chegou aos pontos que definem a curva do comportamento desses materiais no ABAQUS.

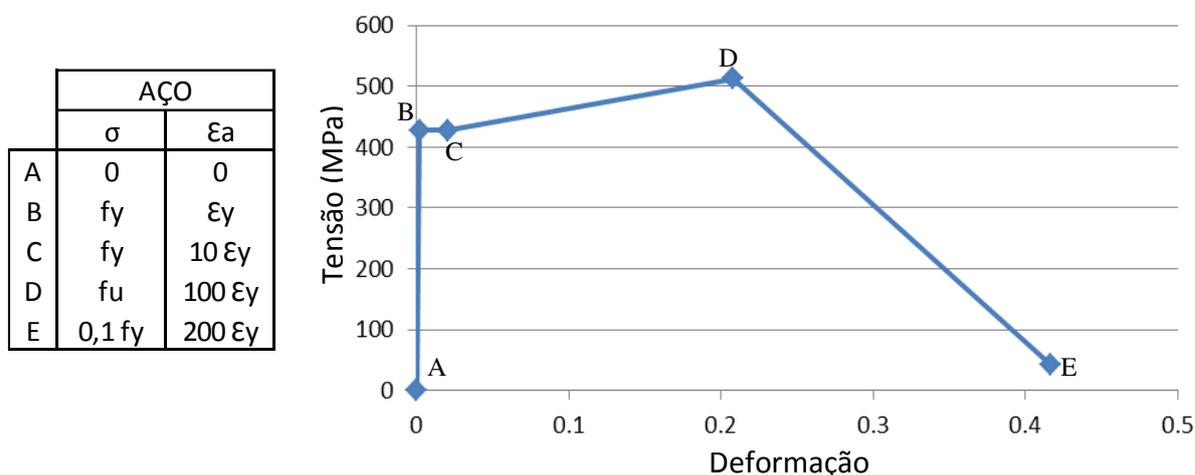


FIGURA 4.19 – Determinação do comportamento dos aços do modelo em função de suas propriedades  $f_y$ ,  $f_u$  e  $E_a$  e o aspecto da curva tensão versus deformação.

## 4.5 Contatos

Uma vez criadas as partes que constituem o modelo, é necessário definir como se dá a interação entre elas. Isso foi feito utilizando o módulo *Interactions* do ABAQUS. Uma das opções de contato encontradas nesse módulo é a chamada *surface-to-surface contact*, que permite a definição do contato entre duas superfícies. Utilizando essa opção definiram-se as propriedades de contato do concreto com as partes de aço do modelo.

Para a interação entre tubo e concreto admitiu-se atrito igual a zero, uma vez o tubo recebeu um tratamento com desmoldante antes da concretagem. Já para o contato entre Crestbond e concreto, foi definido um coeficiente de atrito estático  $\mu = 0,5$ , conforme ABNT NBR 8800:2008. Para ambas as interações, ficou definido o contato do tipo *hard*, que admite mínima penetração entre as superfícies e permite a separação entre elas após o contato.

Para representar a solda entre o Crestbond e o tubo utilizou-se o *constraint* do tipo *tie*, que conecta os nós de duas superfícies de maneira que os deslocamentos de uma sejam reproduzidos na outra. Segundo SILVA (2013), a solidarização completa entre essas duas partes é razoável para representar essa interação, haja vista a elevada rigidez e resistência de uma solda. A FIGURA 4.20 apresenta todas as interações entre os componentes do modelo.

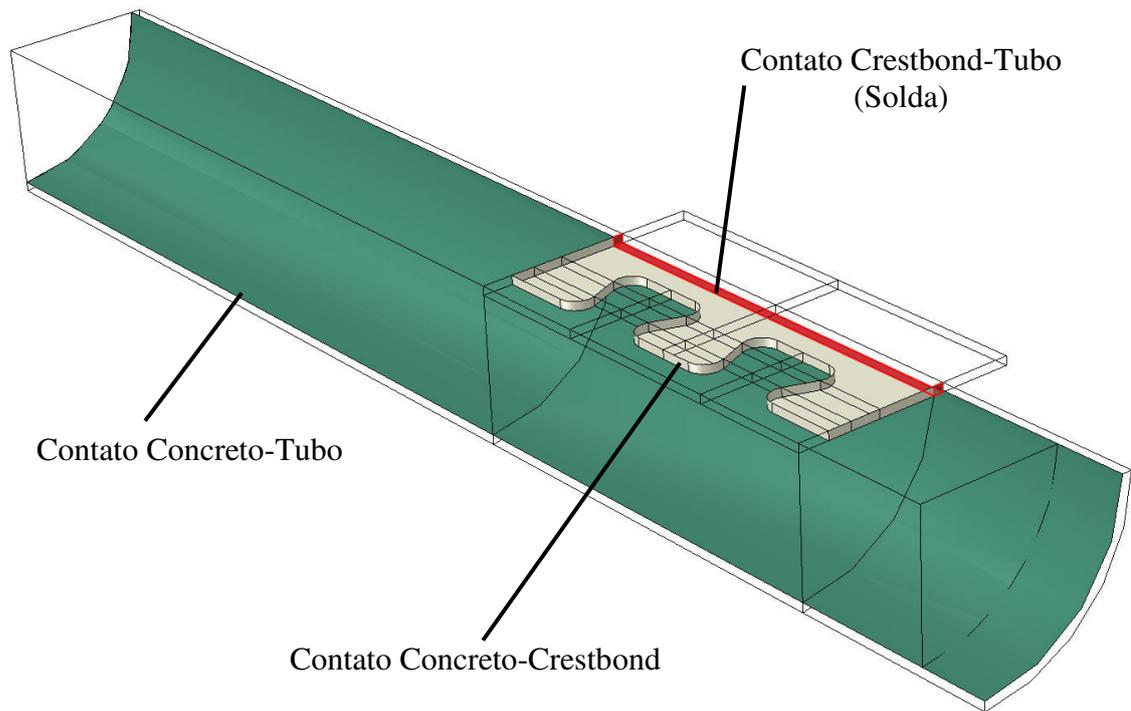


FIGURA 4.20 – Superfícies de contato entre as partes do modelo.

## 4.6 Condições de contorno

Para reproduzir o ensaio de cisalhamento foi necessário criar as seguintes condições de contorno: restrição ao deslocamento vertical do concreto na base do corpo de prova (deixando o tubo livre para se deslocar) e restrição dos deslocamentos horizontais no topo do tubo devido ao contato com o atuador hidráulico. Essas condições de contorno podem ser visualizadas no modelo físico (FIGURA 4.21).



FIGURA 4.21 – Condições de contorno na base e no topo dos protótipos.

Além das restrições supracitadas, foi necessário para viabilizar a estratégia de modelagem de um quarto do modelo, criar condições de contorno que se equivalessem às partes omitidas do mesmo. Fazendo analogia a um problema mais simples, essas restrições teriam o mesmo propósito do engaste deslizante observado na FIGURA 4.22.

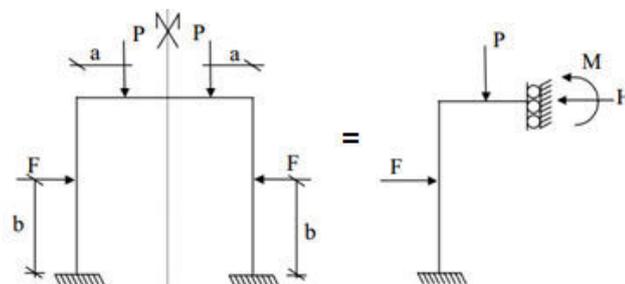


FIGURA 4.22 – Exemplo de redução de um problema simétrico.

Dessa forma, tal como no exemplo da FIGURA 4.22, impediu-se os nós contidos nos planos de simetria do modelo de se deslocarem perpendicularmente aos mesmos, deixando-os livres para deslocar nas demais direções. Na FIGURA 4.23 se observam-se todas as condições de contorno.

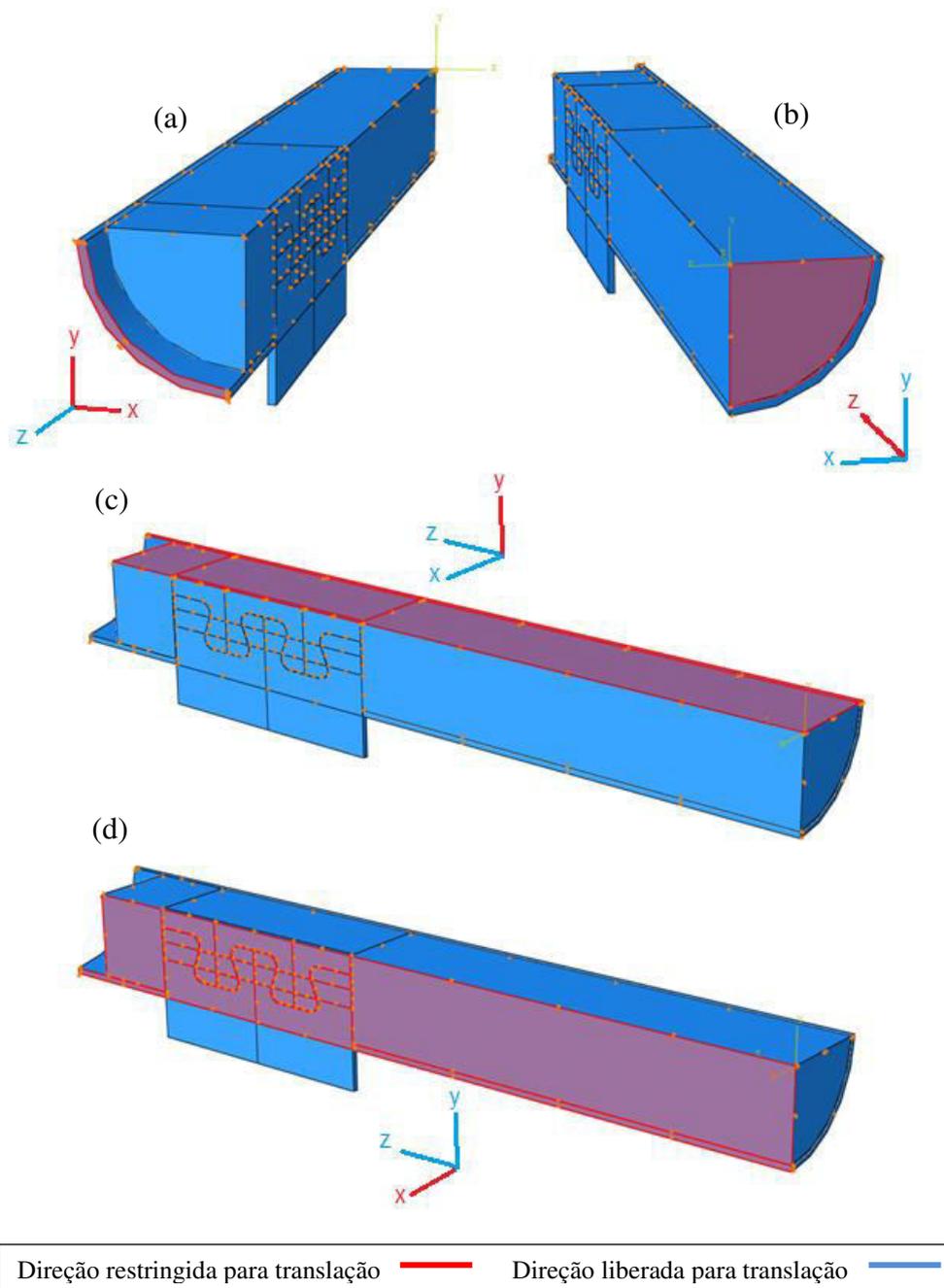


FIGURA 4.23 – Condições de contorno: (a) Atuador; (b) Base; (c) Plano de simetria xz; (d) Plano de simetria yz.

## 4.7 Carregamento

O carregamento foi definido através de uma força concentrada de 1 N aplicada a um ponto de referência (RP-1: 0;0;1000) conectado aos nós da superfície do topo do tubo pelo *constraint* de corpo rígido, conforme a FIGURA 4.24.

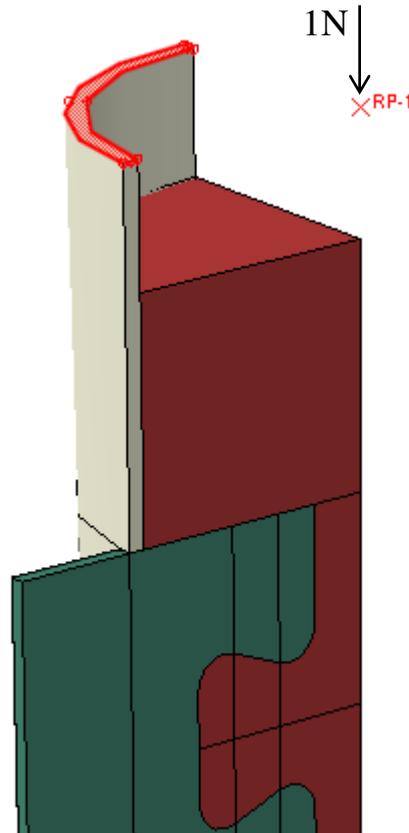


FIGURA 4.24 – Constraint de corpo rígido e aplicação da força.

Esse *constraint* utilizado para a aplicação da carga garante que os nós da superfície carregada se desloquem como um corpo rígido, simulando assim a grande rigidez da chapa que distribui a força advinda do atuador no topo do tubo.

O valor da força aplicada foi gradualmente aumentado pelo método incremental de análise (*Static, Riks*) até que a convergência não fosse mais possível.

## 4.8 Aquisição dos Resultados

O deslizamento relativo foi extraído do modelo numérico da mesma forma que no ensaio experimental, ou seja, medindo o deslocamento vertical ( $U3$ ) relativo entre um ponto no topo do núcleo de concreto (Nó 1) e outro na superfície externa do tubo à altura do centro dos conectores (Nó 2). Dessa forma foram listados os deslocamentos  $U3$  dos pontos indicados na FIGURA 4.25 para cada incremento de força, e subtraídos conforme a seguinte expressão:

$$\text{Deslizamento relativo} = |U3^{N62}| - |U3^{N61}| \quad (4.10)$$

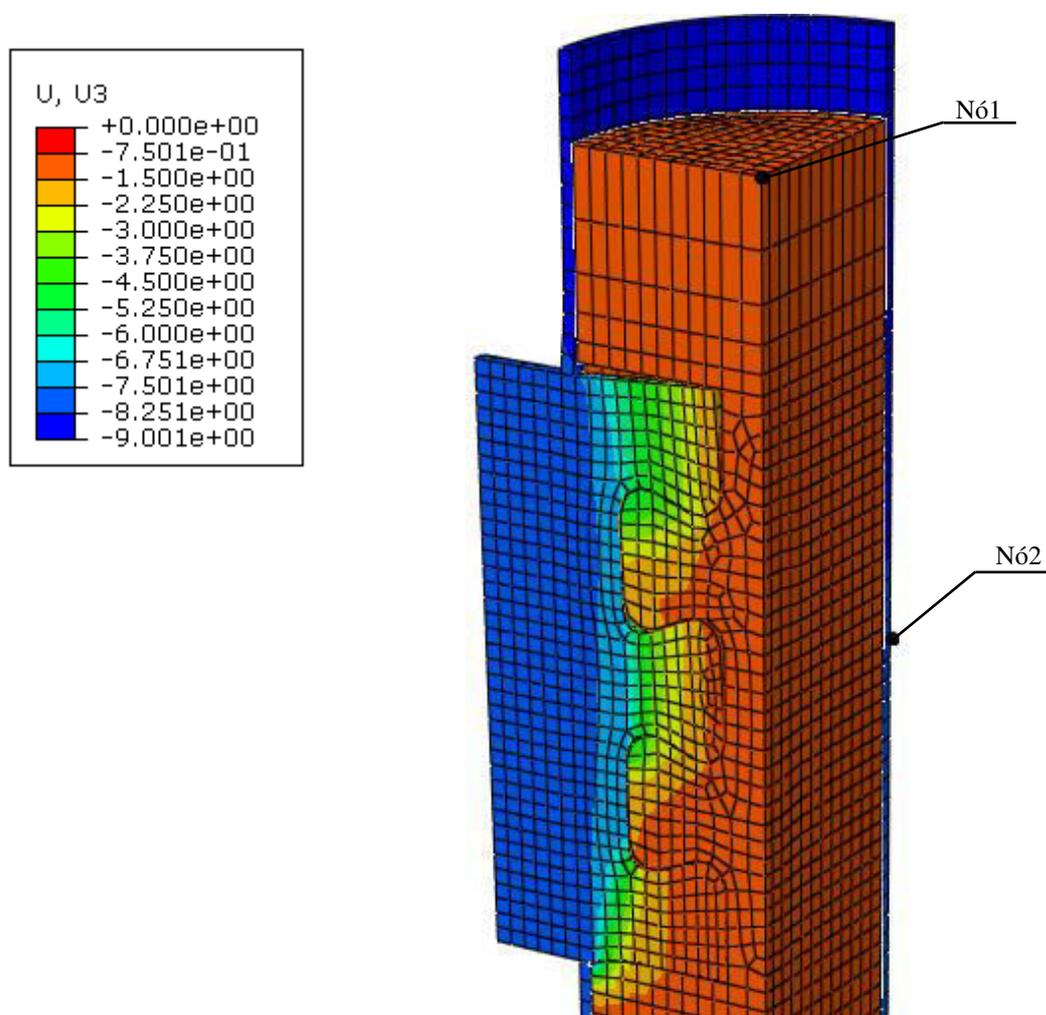


FIGURA 4.25 – Nós cujos deslocamentos verticais, subtraídos, resultam no deslizamento relativo.

# 5

## RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS

### 5.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos modelos numéricos, entre eles as curvas força *versus* deslizamento, representações gráficas da distribuição das tensões e configuração deformada dos componentes dos protótipos. Esses resultados serão comparados com os registros feitos nos ensaios experimentais conduzidos por OLIVEIRA (2013) visando a avaliar a validade do modelo numérico e buscar explicações quanto aos mecanismos que ditam o comportamento do Crestbond em PMPC.

### 5.2 Resultados

A distribuição das tensões de von Mises no Crestbond apresentadas neste item são delineadas por uma escala de cores que varia do azul ao vermelho para valores de tensão compreendidos entre 0 e 427 MPa, que é resistência ao escoamento do aço do Crestbond. As regiões que

apresentaram tensão superior a esse valor aparecem em cinza. Dessa forma, se podem identificar as regiões do conector que provavelmente sofreram escoamento.

Os valores de  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$  apresentados nos subitens que seguem são relativos aos modelos numéricos. A comparação desses valores com os resultados experimentais será apresentada no Item 5.3.

### 5.2.1 Série B - TC350-219,1x6,4-BL-02CR

O comportamento do Crestbond é descrito pela curva força *versus* deslizamento (FIGURA 5.1), da qual foram extraídos os valores de  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$ , que estão relacionados a seguir:

$$P_u = 766 \text{ kN}$$

$$P_1 = 383 \text{ kN}$$

$$k = 1038,6 \text{ kN/mm}$$

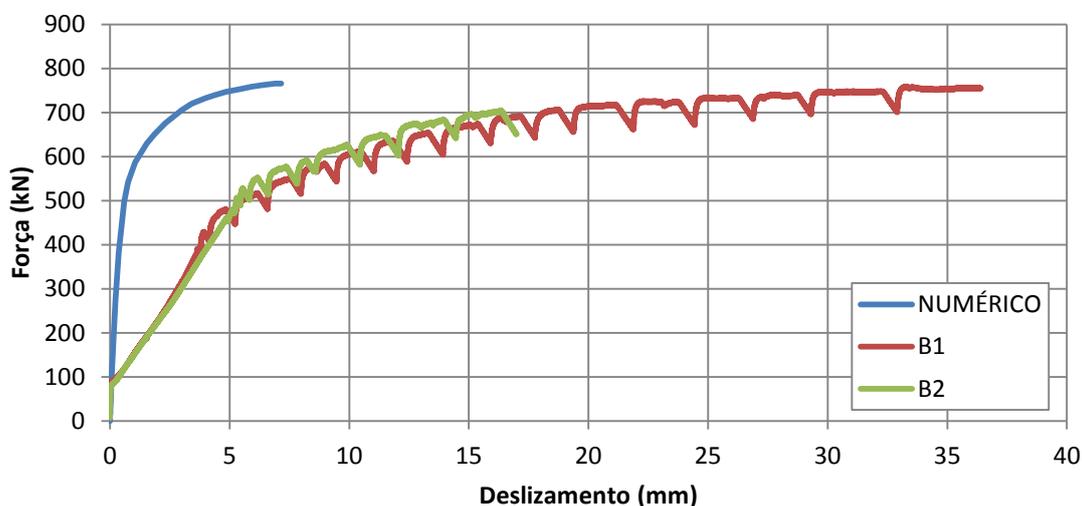


FIGURA 5.1 – Curvas força *versus* deslizamento do crestbond nos ensaios da Série B e modelagem numérica da mesma.

Conforme se observa, salvo a rigidez, que apresentou grande discrepância, o modelo numérico reproduziu bem o comportamento registrado nos ensaios no tocante à estimativa de  $P_1$  e  $P_u$  (Subitem 3.4.2.1).

Nas FIGURAS 5.2, 5.3 e 5.4 são exibidas as representações gráficas das tensões de von Mises no Crestbond e do dano no concreto, com o Crestbond e o concreto em estado deformado.

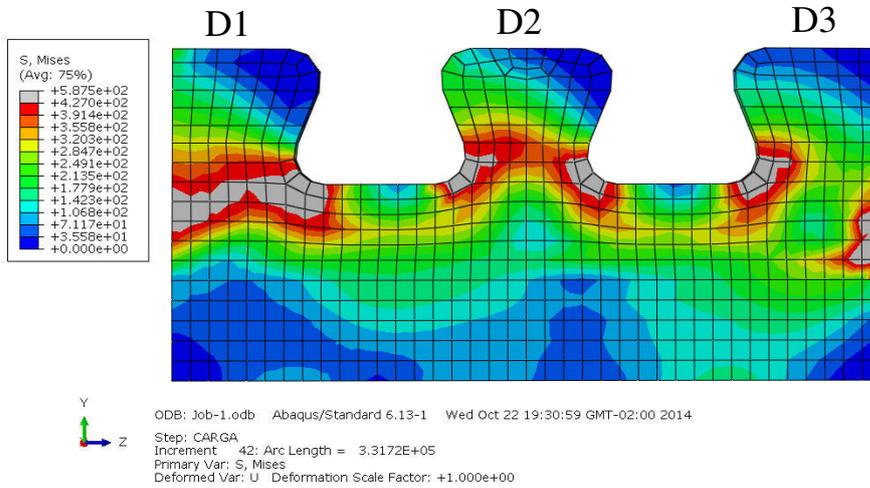


FIGURA 5.2 – Tensões de von Mises no Crestbond no incremento de força correspondente ao atingimento de  $P_1$ .

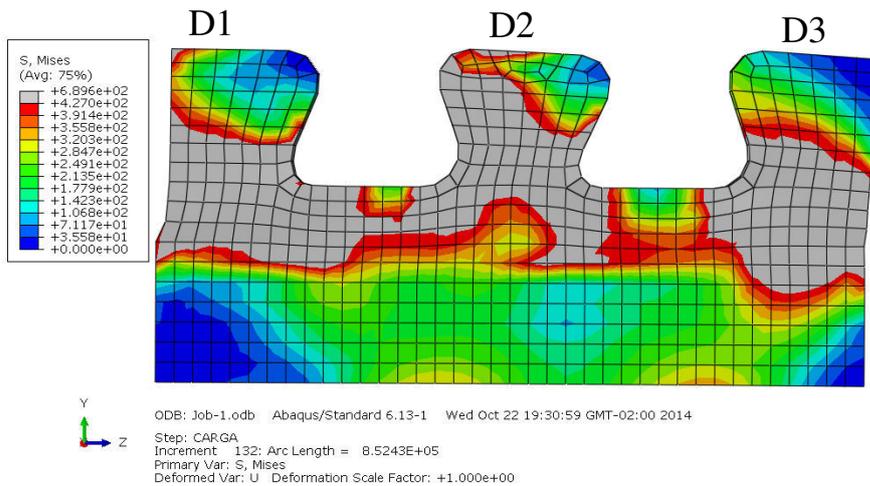


FIGURA 5.3 – Tensões de von Mises no Crestbond no último incremento de força realizado, cuja força aplicada corresponde a  $P_u$ .

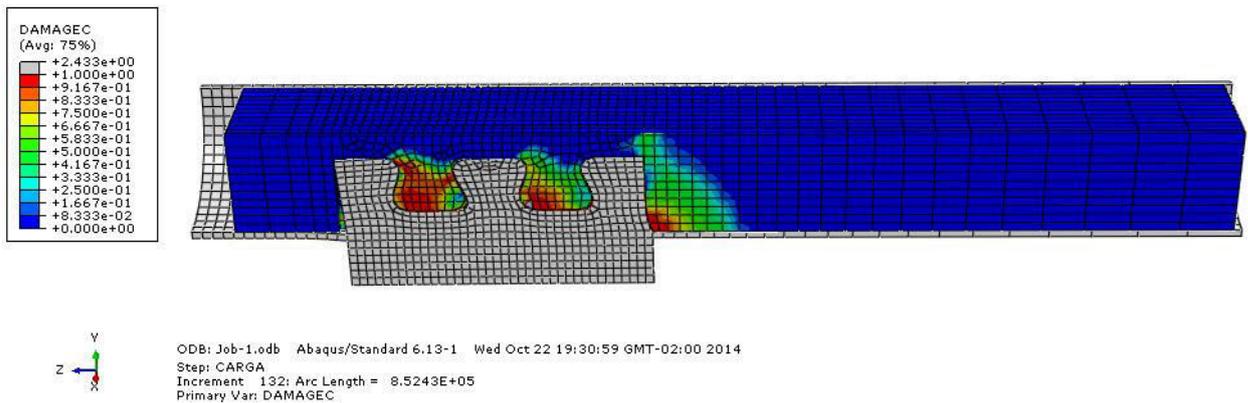


FIGURA 5.4 – Dano à compressão no concreto no último incremento de força realizado, cuja força aplicada corresponde a  $P_u$ .

### 5.2.2 Série P - TC250-355,6x9,5-BL-02CR

O comportamento do Crestbond é descrito pela curva força *versus* deslizamento (FIGURA 5.5), da qual foram extraídos os valores de  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$ , que estão relacionados a seguir:

$$P_u = 842 \text{ kN}$$

$$P_1 = 432 \text{ kN}$$

$$k = 781,1 \text{ kN/mm}$$

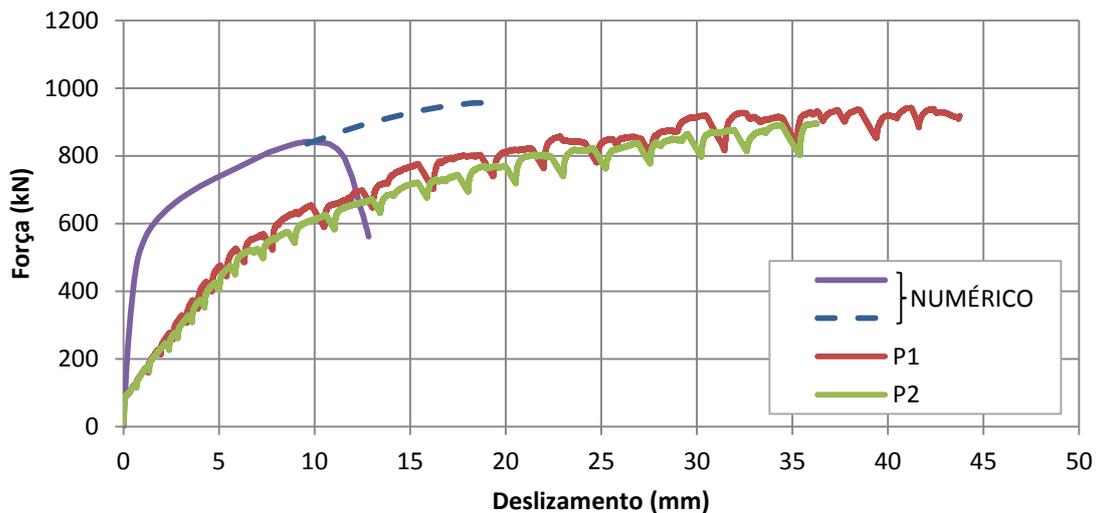


FIGURA 5.5 – Curvas força *versus* deslizamento do crestbond nos ensaios da Série P e modelagem numérica da mesma.

Conforme se observa na FIGURA 5.5, o modelo numérico indicou ruptura antes de atingir o patamar horizontal (linha contínua). Portanto, se comportou de maneira diferente em relação ao resultado experimental, que, mesmo tendo alcançado um nível muito maior de deslizamento, não se rompeu. Todavia, adotando um artifício que será descrito no Item 5.4, pôde-se evitar esta ruptura e atingir o patamar que caracteriza  $P_u$  (linha tracejada).

Nas FIGURAS 5.6, 5.7 e 5.8 são exibidas as representações gráficas das tensões de von Mises no Crestbond e do dano no concreto, com o Crestbond e o concreto em estado deformado.

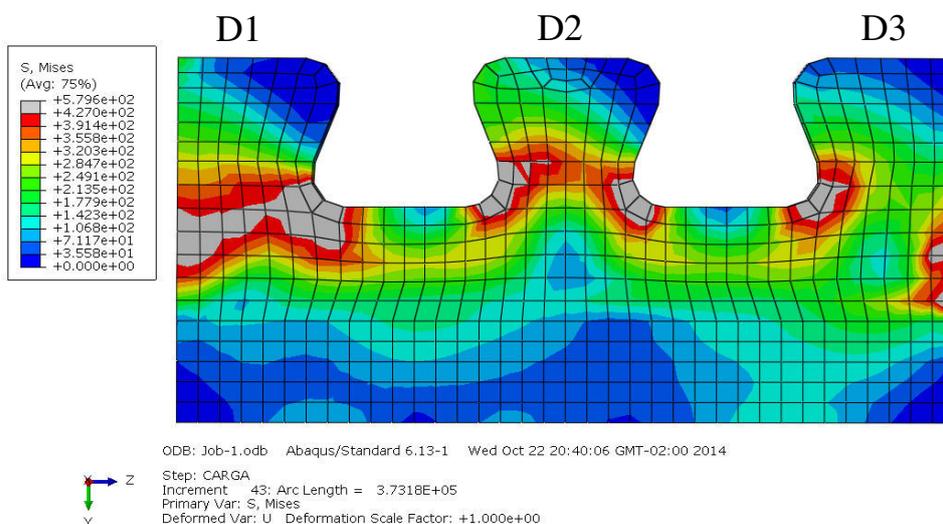


FIGURA 5.6 – Tensões de von Mises no Crestbond no incremento de força correspondente ao atingimento de  $P_1$ .

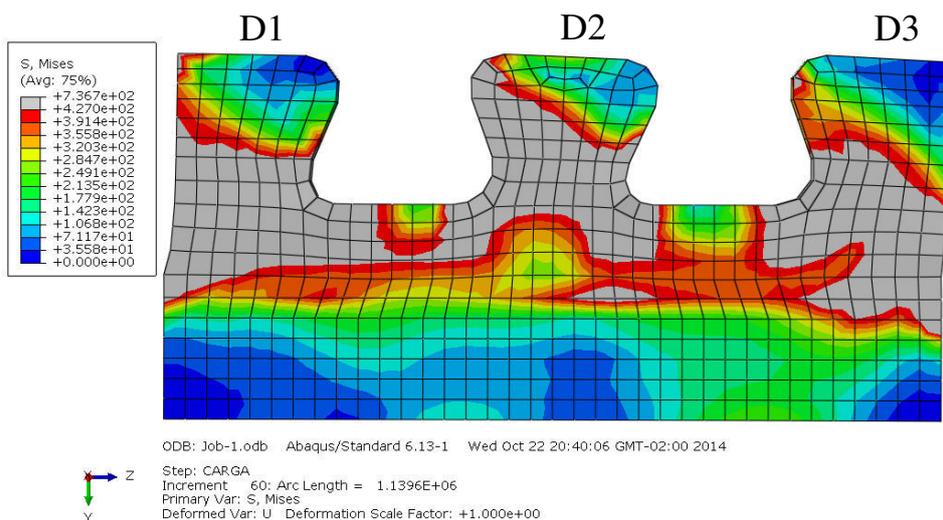


FIGURA 5.7 – Tensões de von Mises no Crestbond no incremento de força correspondente a  $P_u$ .

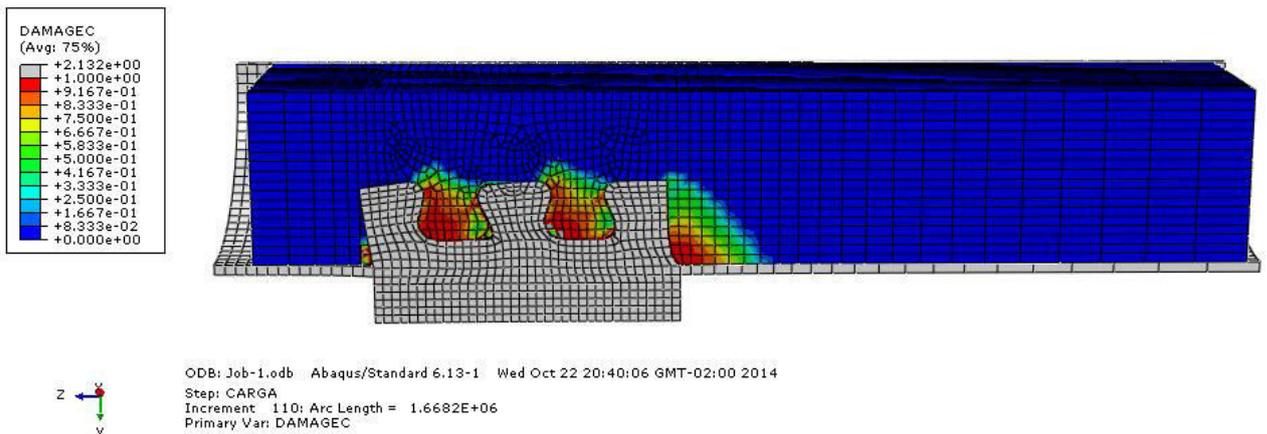


FIGURA 5.8 – Dano à compressão no concreto no último incremento de força realizado.

### 5.2.3 Série U - TR250-320x250x8,2-BL-02CR

O comportamento do Crestbond é descrito pela curva força *versus* deslizamento (FIGURA 5.9), da qual foram extraídos os valores de  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$ , que estão relacionados a seguir:

$$P_u = 552 \text{ kN}$$

$$P_1 = 400 \text{ kN}$$

$$k = 595,5 \text{ kN/mm}$$

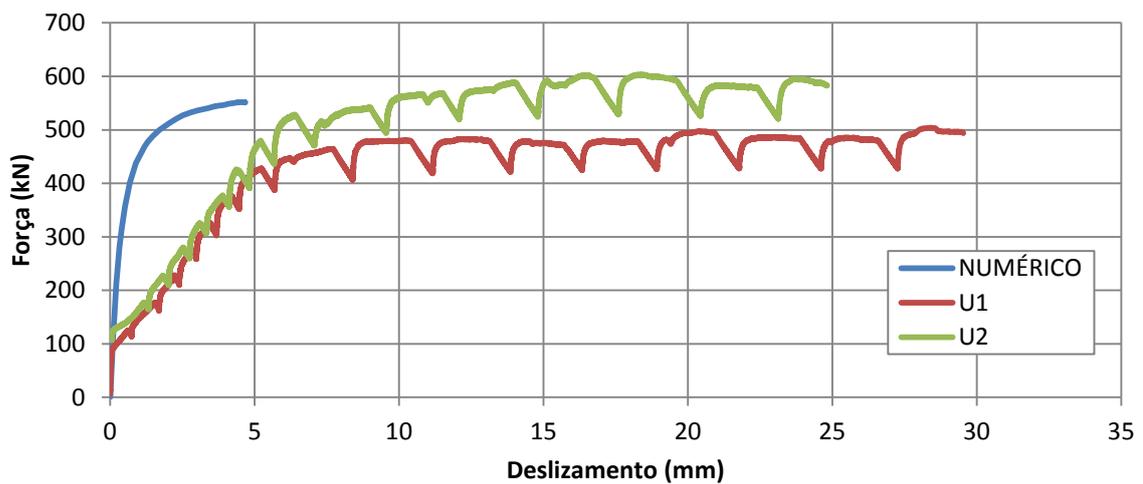


FIGURA 5.9 – Curvas força *versus* deslizamento do crestbond nos ensaios da Série U e modelagem numérica da mesma

Observa-se que o modelo numérico conseguiu reproduzir a diferença de comportamento decorrente do menor confinamento no tubo retangular, tendo, ao contrário dos demais modelos, mudado de maneira mais súbita da fase linear ascendente para o patamar horizontal.

Nas FIGURAS 5.10, 5.11 e 5.12 são exibidas as representações gráficas das tensões de von Mises no Crestbond e do dano no concreto, com o Crestbond e o concreto em estado deformado.

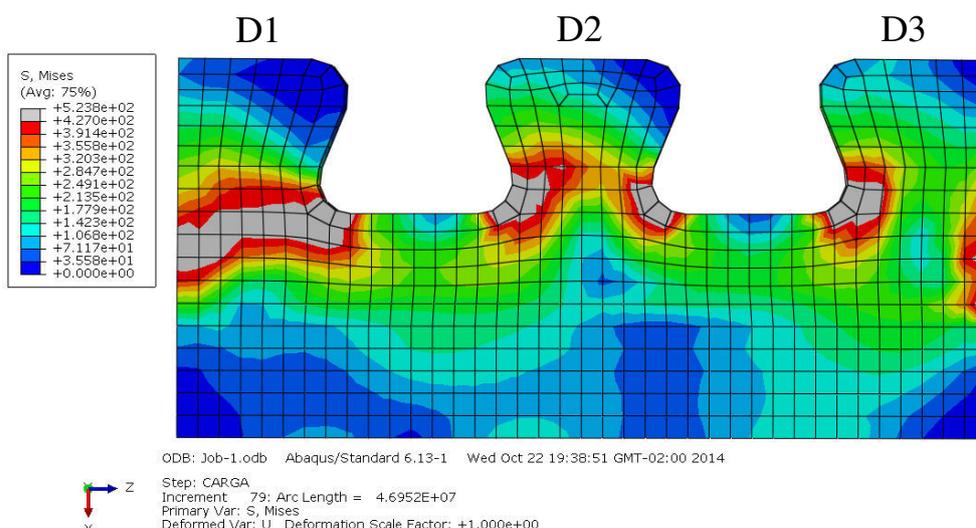


FIGURA 5.10 – Tensões de von Mises no Crestbond no incremento de força correspondente ao atingimento de  $P_1$ .

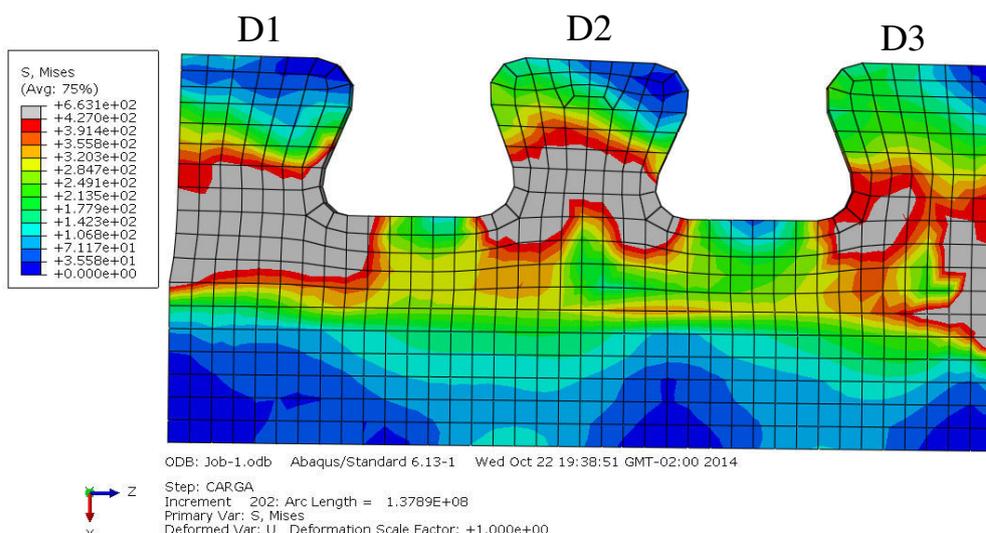


FIGURA 5.11 – Tensões de von Mises no Crestbond no último incremento de força realizado, cuja força aplicada corresponde a  $P_u$ .

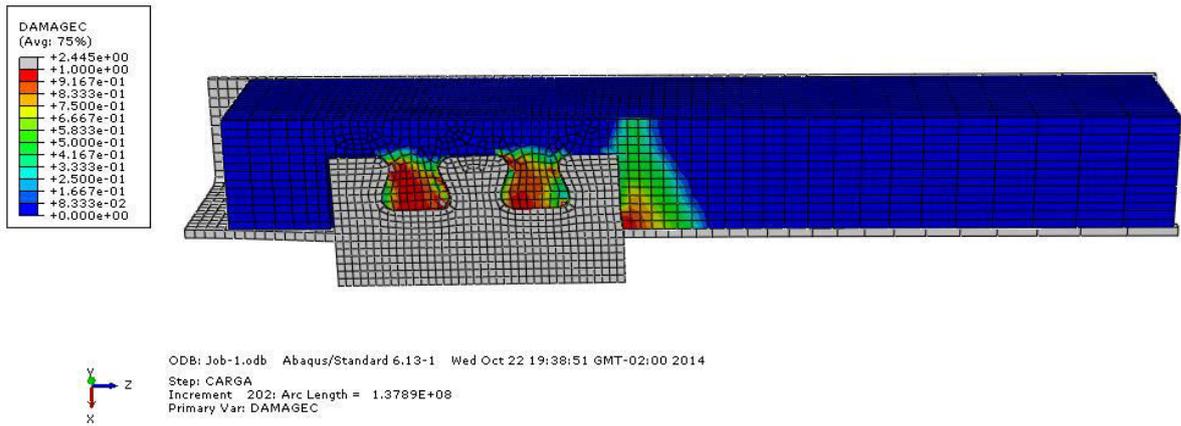


FIGURA 5.12 – Dano à compressão no concreto no último incremento de força realizado, cuja força aplicada corresponde a  $P_u$ .

### 5.2.4 Série A - TC350-219,1x6,4-BL-04CR

O comportamento do Crestbond é descrito pela curva força *versus* deslizamento (FIGURA 5.13), da qual foi extraído o valor de  $k$ , que é apresentado a seguir:

$$k = 1373,3 \text{ kN/mm}$$

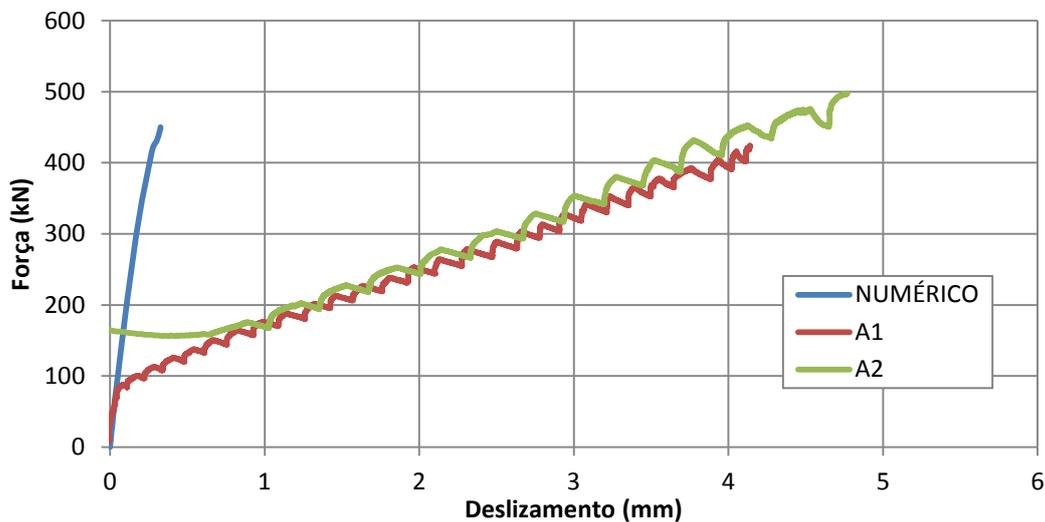


FIGURA 5.13 – Curvas força *versus* deslizamento do crestbond nos ensaios da Série A e modelagem numérica da mesma

Conforme se observa, assim como nos ensaios experimentais da Série A, o Crestbond somente trabalhou em regime linear. Não foi possível levar os conectores a um nível maior de solicitação, pois o modelo numérico reproduziu o escoamento seguido de enrugamento observado no topo do tubo nos ensaios desta série (FIGURA 5.14), impedindo que se elevasse mais a força.

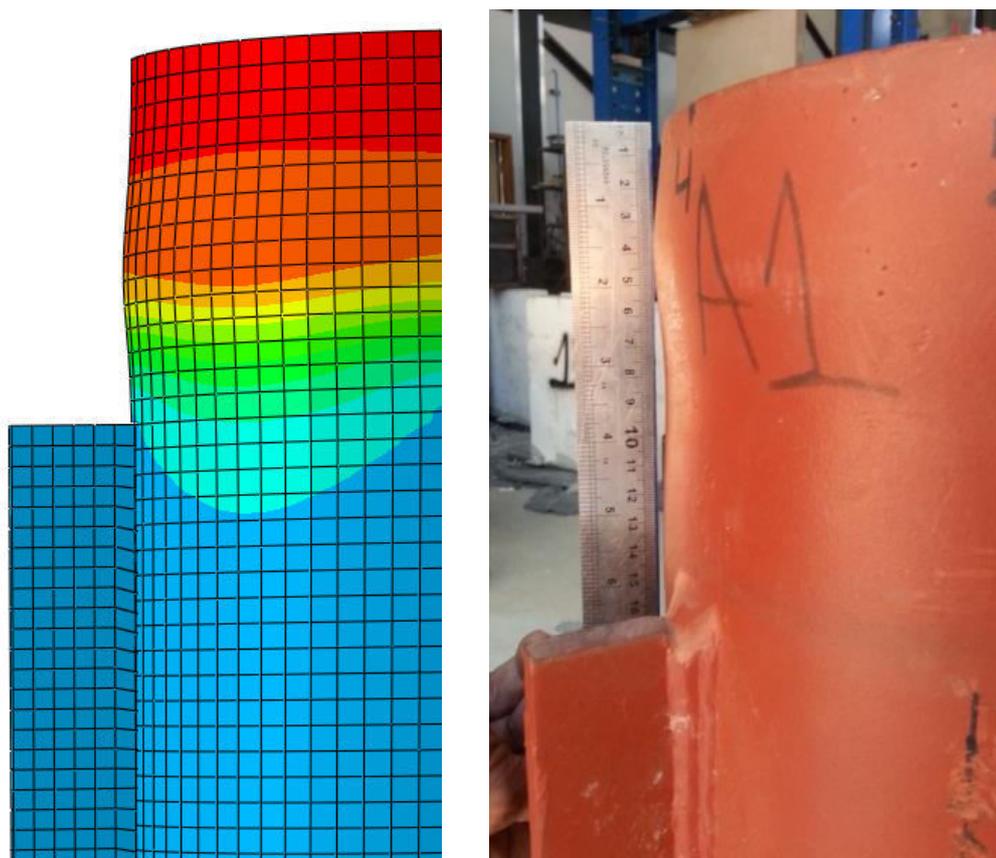


FIGURA 5.14 – Erugamento no topo do tubo ao final dos ensaios da Série A devido ao escoamento do aço.

Nas FIGURAS 5.15, e 5.16 a seguir são exibidas as representações gráficas das tensões de von Mises no Crestbond e do dano no concreto, com o Crestbond e o concreto em estado deformado.

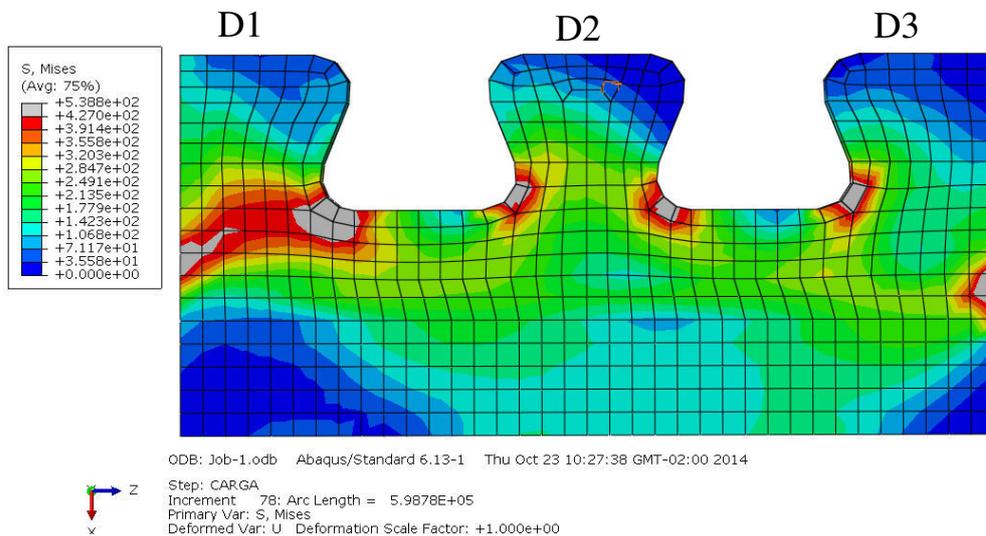


FIGURA 5.15 – Tensões de von Mises no Crestbond no último incremento de força realizado.

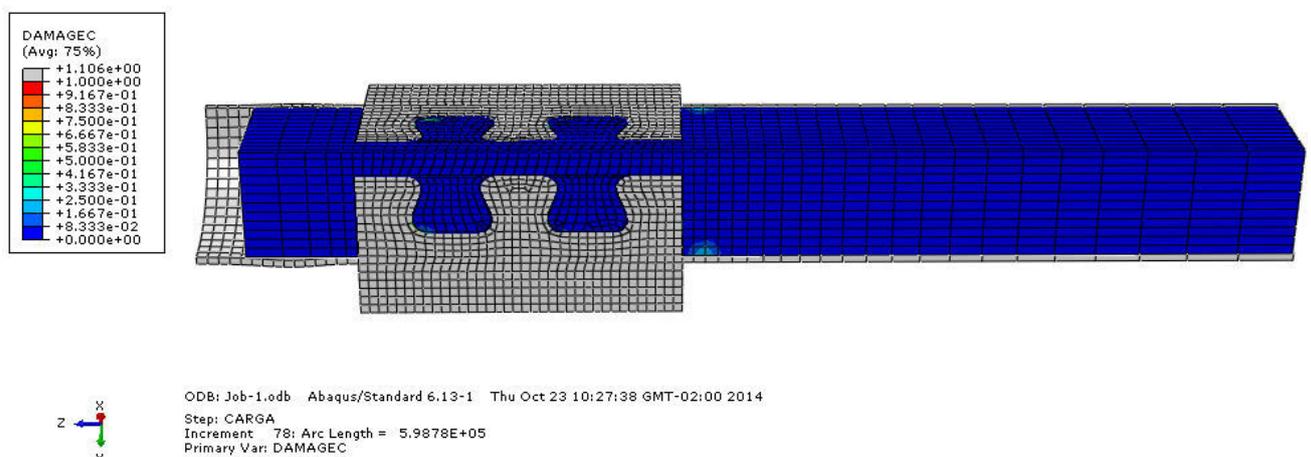


FIGURA 5.16 – Dano à compressão no concreto no último incremento de força realizado.

## 5.3 Análise dos Resultados

### 5.3.1 Validação dos modelos numéricos

Comparando-se resultados numéricos com experimentais observa-se boa aproximação de  $P_1$  e  $P_u$ , entretanto, uma acentuada discrepância no que tange a rigidez (TABELA 5.1).

TABELA 5.1 – Precisão dos modelos numéricos na obtenção das propriedades do conector.

		EXPERIMENTAL	NUMÉRICO	ERRO
A	$P_u$	-	-	-
	$P_1$	-	-	-
	k	85,5 kN/mm	1373,3 kN/mm	1506,1%
B	$P_u$	760 kN	766 kN	0,8%
	$P_1$	410 kN	383 kN	6,6%
	k	79,5 kN/mm	1038,6 kN/mm	1206,4%
P	$P_u$	940 kN	842 kN	10,4%
	$P_1$	450 kN	432 kN	4,0%
	k	70,5 kN/mm	781,1 kN/mm	1008,0%
U	$P_u$	550 kN	552 kN	0,4%
	$P_1$	400 kN	400 kN	0,0%
	k	67,5 kN/mm	595,5 kN/mm	782,3%

Portanto, pode-se dizer que os modelos numéricos podem ser utilizados para se obter  $P_1$  e  $P_u$ , mas não para estimar a rigidez do conector, que apresentou valores muito superiores aos experimentais, resultando em erros da ordem de 1000%.

É importante ressaltar que os erros registrados neste trabalho quanto à determinação da rigidez excedem muito os do trabalho de SILVA (2013), os quais já eram consideráveis (Item 2.3).

Contudo, enquanto nos modelos de SILVA (2013) obtiveram-se inclinações da curva força *versus* deslizamento visualmente coerentes com as obtidas experimentalmente (embora com erros de até 92%), neste trabalho os valores de rigidez obtidos numericamente sequer ficaram na mesma ordem de grandeza que os valores experimentais. Essa grande discrepância é discutida e investigada no Capítulo 6.

Buscando avaliar a sensibilidade do modelo quanto à variação dos valores de  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$  em função das diferenças de geometria do tubo, a TABELA 3.5 é reexibida a seguir como TABELA 5.2 acrescentando uma coluna com os resultados numéricos.

TABELA 5.2 – Comparativo da influência da geometria do tubo nos valores de  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$ .

		$P_u$ (kN)			
		EXPERIMENTAL	NUMÉRICO		
		FP*		FP*	
P	940	<b>1,00</b>	842	<b>1,00</b>	
B	760	<b>0,81</b>	766	<b>0,91</b>	
U	550	<b>0,59</b>	552	<b>0,66</b>	
VARIAÇÃO:	390	<b>0,41</b>	290	<b>0,34</b>	

		$k$ (kN/mm)			
		EXPERIMENTAL	NUMÉRICO		
		FP*		FP*	
B	79,5	<b>1,00</b>	1038,6	<b>1,00</b>	
P	70,5	<b>0,89</b>	781,1	<b>0,75</b>	
U	67,5	<b>0,85</b>	595,5	<b>0,57</b>	
VARIAÇÃO:	12,0	<b>0,15</b>	443,0	<b>0,43</b>	

		$P_1$ (kN)			
		EXPERIMENTAL	NUMÉRICO		
		FP*		FP*	
P	460	<b>1,00</b>	432	<b>1,00</b>	
B	410	<b>0,89</b>	383	<b>0,89</b>	
U	400	<b>0,87</b>	400	<b>0,93</b>	
VARIAÇÃO:	60	<b>0,13</b>	32	<b>0,11</b>	

Propriedade mais influenciada pela geometria do tubo no modelo experimental

↓

Propriedade menos influenciada pela geometria do tubo no modelo experimental

\* FP = Fator de Proporcionalidade para análise comparativa.

Conforme se observa, o modelo captou de maneira satisfatória a variação de  $P_u$  e  $P_1$  em função das características geométricas do tubo, entretanto,  $k$  apresentou variação proporcionalmente maior que a observada nos modelos experimentais. Ou seja, enquanto nos resultados experimentais as curvas força *versus* deslizamento apresentam inclinações quase coincidentes, nos resultados numéricos essas inclinações apresentaram maior divergência.

Isto significa que  $k$  não só apresentou valores absolutos muito superiores aos experimentais, como também variou de forma mais pronunciada, mesmo considerando-se as proporções. Na FIGURA 5.17 isso fica evidente.

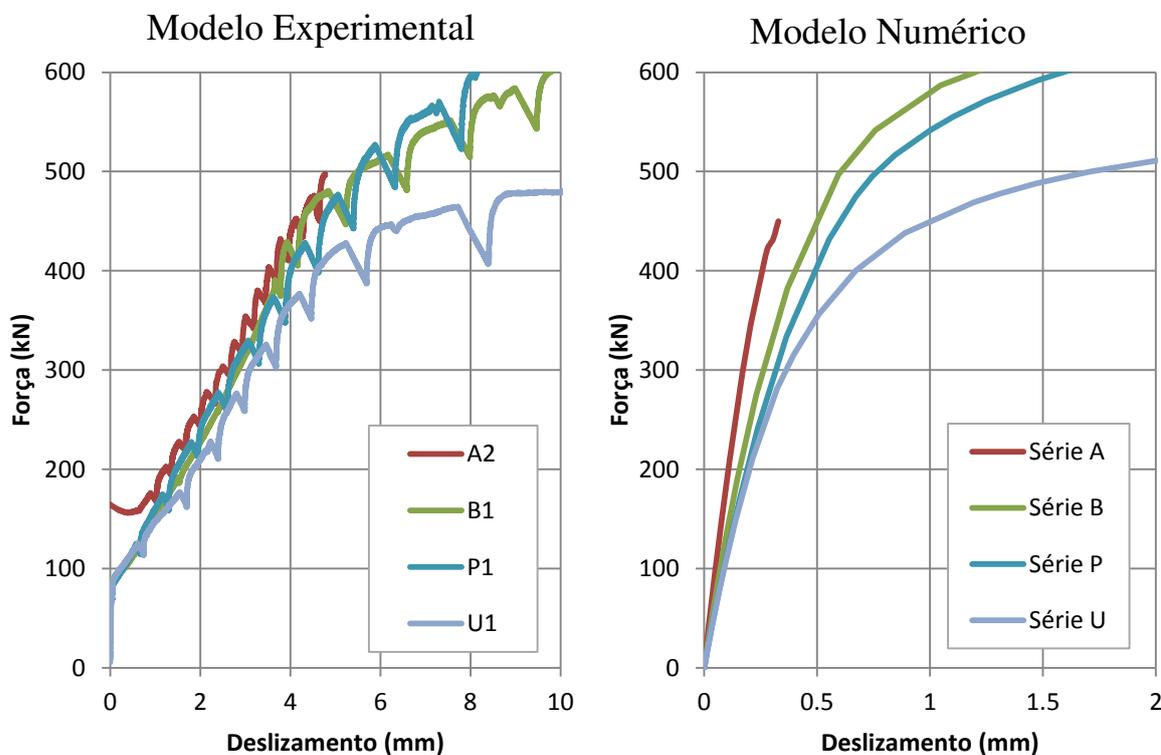


FIGURA 5.17 – Diferença entre os modelos numéricos e experimentais quanto à variação da inclinação no início da curta força *versus* deslocamento.

Entretanto, é importante ressaltar que esta diferença na variação entre os valores de  $k$  dos modelos numéricos e dos modelos experimentais pode, em parte, estar associada à imprecisão do método utilizado na determinação da rigidez.

Neste trabalho, a rigidez  $k$  dos modelos numéricos foi determinada medindo a inclinação da reta que liga o ponto correspondente a  $P_1$  à origem (rigidez secante). Esse critério foi adotado sob a justificativa de que o comportamento até o alcance de  $P_1$  seria aproximadamente linear. No entanto, conforme se pode observar na FIGURA 5.18, essa simplificação se mostrou imprecisa, pois nos modelos numéricos esse trecho apresentou certa curvatura.

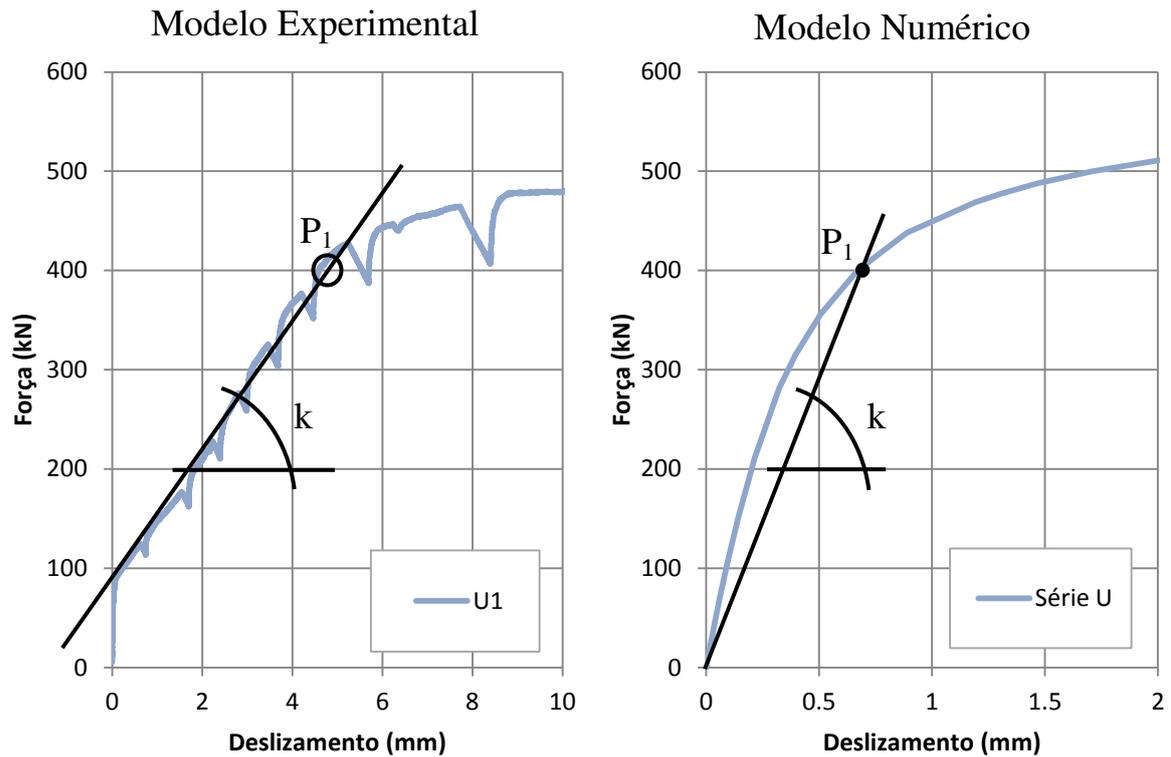


FIGURA 5.18 – Critérios adotados para a obtenção da rigidez numérica e experimental.

### 5.3.2 Mecanismos que caracterizam $P_1$ e $P_u$

Foi observado que o alcance de  $P_1$ , isto é, o fim da fase linear, foi marcado pela plastificação total da seção da base do dente D1 (FIGURA 3.9). Quando isso ocorre o primeiro dente deixa de resistir a novos acréscimos de força e passa a se deformar de maneira mais acentuada, o que faz com que o deslizamento relativo aumente expressivamente, e a curva força *versus* deslizamento passa a caminhar para um patamar.

Tendo isso em mente, nos modelos numéricos,  $P_1$  foi tomado como o valor da força no primeiro incremento a apresentar a base de D1 completamente escoada, a FIGURA 5.19 elucidada esse critério.

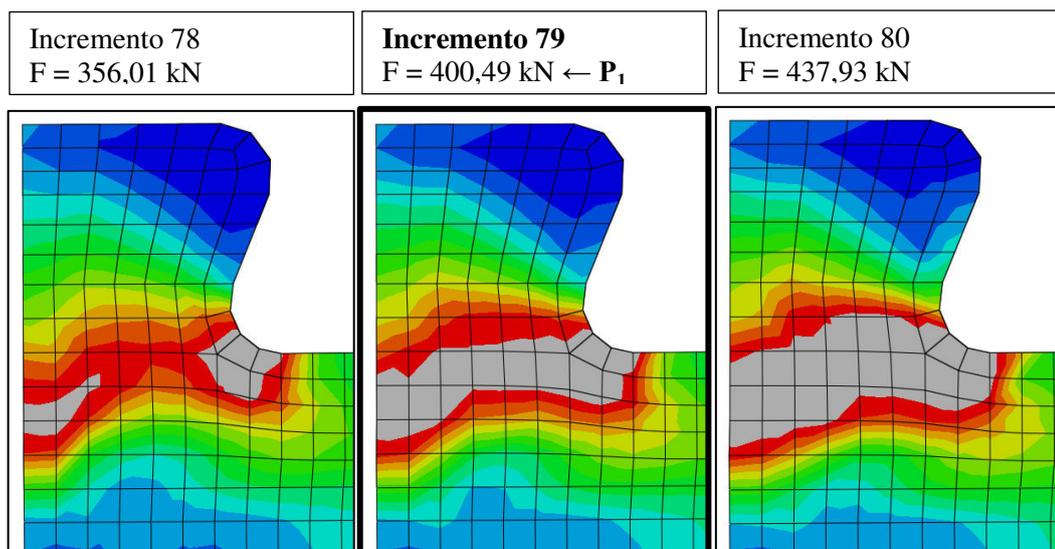


FIGURA 5.19 – Obtenção de  $P_1$  no modelo da Série U a partir da distribuição das tensões de von Mises em D1

Analisando a FIGURA 5.15 (resultado da Série A) segundo o critério de determinação de  $P_1$  descrito, comprova-se que de fato os protótipos da Série A não atingiram a fase pós-linear, embora tenham chegado bem próximo desta.

Quanto a  $P_u$ , o que se observa é o escoamento generalizado e grandes deformações no Crestbond. Dessa forma, com todos os dentes do Crestbond tendo atingido o limite de suas capacidades resistentes, a transferência de todo acréscimo de força do tubo para o concreto passa a se dar em regiões muito pequenas na base dos dentes. Com isso o concreto fica submetido a altas concentrações de tensões e, conseqüentemente, esmaga, levando a grandes deslocamentos (FIGURAS 5.20 e 5.21).

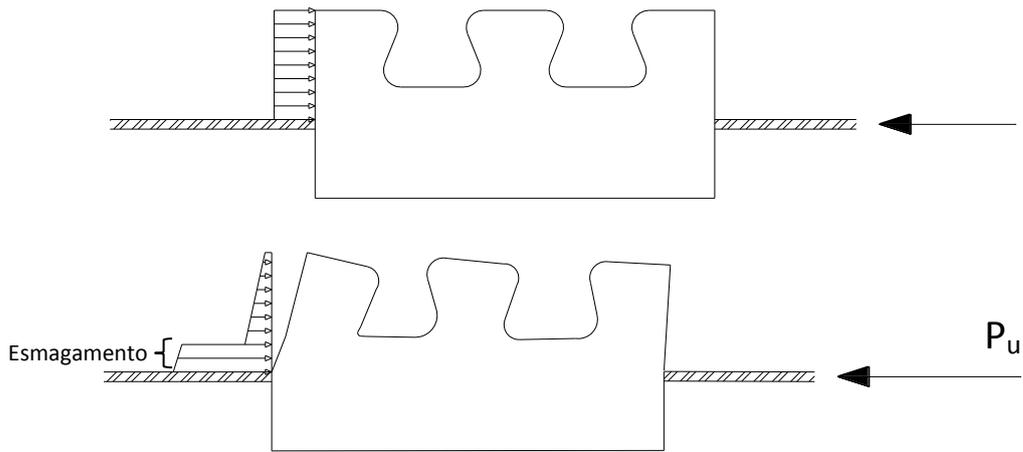
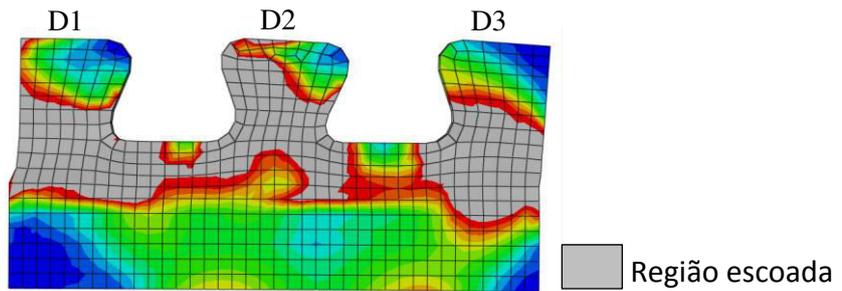


FIGURA 5.20 – Esquemática da solicitação e esmagamento do concreto frente à deformação de D1.

Escoamento generalizado do conector:



Degradação do concreto:

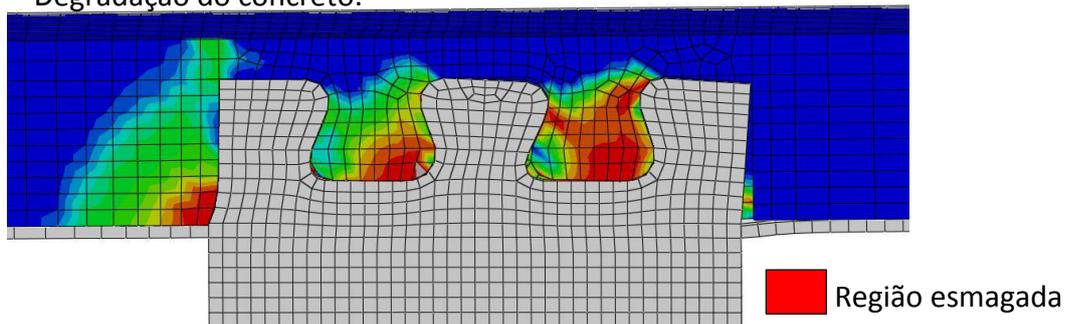


FIGURA 5.21 – Escoamento generalizado do Crestbond e esmagamento do concreto.

### 5.3.3 Deformação do conector

#### 5.3.3.1 Deslocamentos dos dentes

Tomando-se como parâmetro o protótipo B2, foi realizada uma comparação quanto à configuração da deformada e aos valores dos deslocamentos do conector (FIGURA 5.22 e TABELA 5.3).

Os valores de deslocamentos extraídos do ABAQUS correspondem ao incremento 49, cuja força aplicada, 705 kN, é bem próxima da máxima força aplicada aos conectores do protótipo B2, 706 kN.

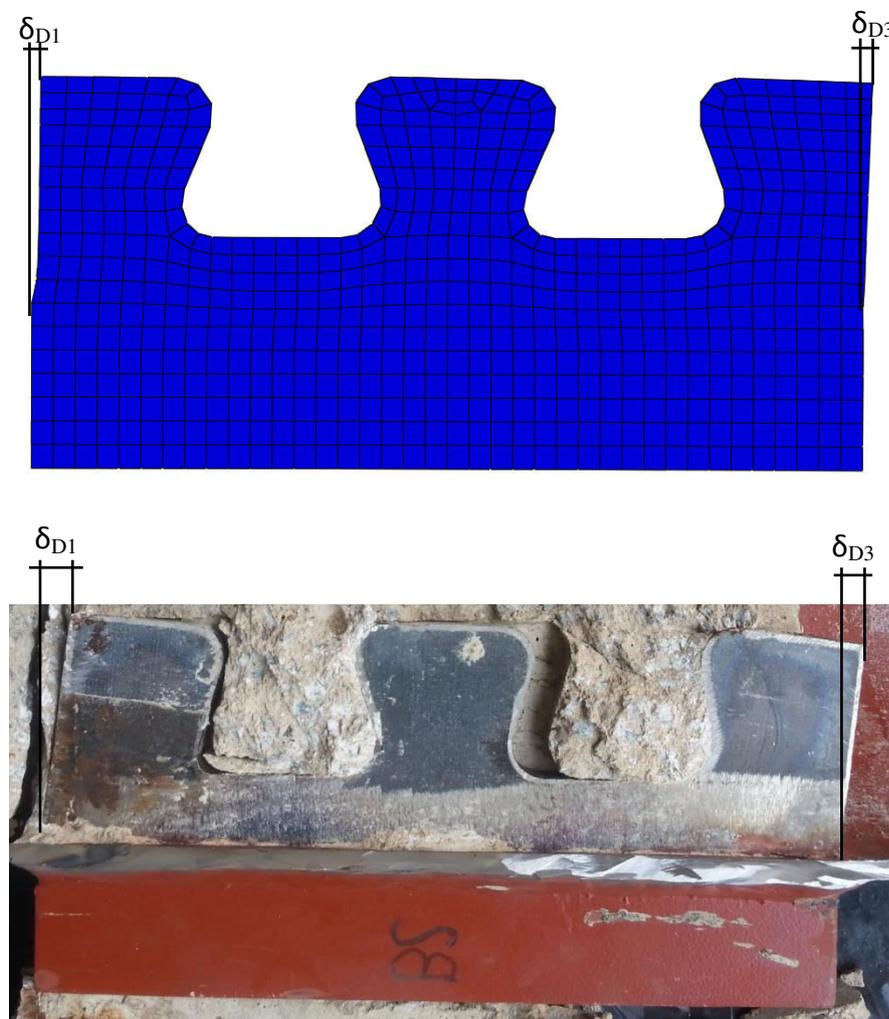


FIGURA 5.22 – Deslocamentos dos dentes nos modelos experimental e numérico.

TABELA 5.3 – Comparação dos modelos experimental e numérico quanto aos deslocamentos de D1 e D3.

	Experimental	Numérico
Força (kN)	706	705
$\delta_{D1}$ (mm)	8,2	2,8
$\delta_{D3}$ (mm)	8,1	2,4
Deslizamento relativo (mm)	16,3	3,0

Conforme se observa, para o mesmo nível de força aplicada, o deslocamento dos dentes no modelo numérico foi muito menor, indicando um comportamento muito mais rígido. Além disso, percebe-se que a deformada de D1 tem uma configuração diferente (FIGURA 5.22).

### 5.3.3.2 Análise da deformação do conector quanto à forma

Observando a FIGURA 5.23, nota-se que, enquanto nos modelos experimentais D1 se inclina bastante mantendo sua face externa quase reta (a), nos modelos numéricos esse dente distorce de maneira muito acentuada na base e se mantém quase na vertical (b). Isso indica que nos modelos experimentais D1 se deforma sob a predominância do efeito de flexão. Já nos modelos numéricos o esforço predominante é de cisalhamento.

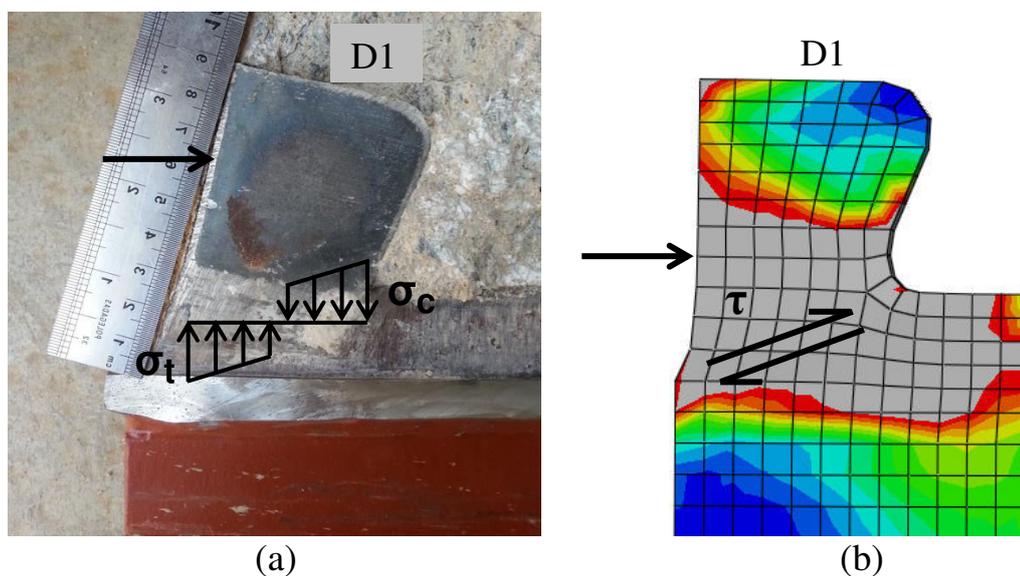


FIGURA 5.23 – Comparação qualitativa da deformação final de D1 na Série B e esquematização das tensões predominantes.

Essa diferença quanto à configuração deformada está ligada à discrepância entre os valores de  $k$  evidenciada no Subitem 5.3.1, que, conforme será discutido no Capítulo 6, está associada à maior deformabilidade que o concreto apresentou próximo à interface com o Crestbond nos modelos experimentais.

Essa maior deformabilidade do concreto junto ao Crestbond faz com que o conector se comporte de maneira mais flexível e dúctil ao permitir que seus dentes se flexionem à medida que empurram o concreto.

Como nos modelos numéricos a rigidez é homogênea em todo o concreto, essa maior deformabilidade próxima aos dentes não é representada. Consequentemente, os dentes do Crestbond não se flexionam como nos modelos experimentais e acabam se comportando de maneira mais rígida e menos dúctil.

Isso explica o fato de, na Série P, cuja curva força *versus* deslizamento apresenta trajetória mais longa até o patamar horizontal, D1 ter rompido antes de se atingir  $P_u$  no modelo numérico. Na FIGURA 5.24 se pode acompanhar o processo de ruptura de D1 no modelo numérico e comparar sua deformada final com a registrada no modelo experimental.

		D1	D2	D3
<b>MODELO NUMÉRICO</b> (Cisalhamento em D1)	Estado do Crestbond sob a máxima força resistida no modelo numérico			
	↓	Início da fratura		
	↓	Ruptura total de D1		
<b>MODELO EXPERIMENTAL</b> (Flexão em D1)	Deformada final do modelo experimental			

FIGURA 5.24 – Diferença de comportamento entre os modelos numérico e experimental da Série P quanto à deformação e ductilidade.

### 5.3.3.3 Conclusão

Pode-se dizer que numa condição em que se tem maior rigidez do concreto na interface com o conector, o Crestbond é solicitado de forma diferente, ficando submetido a um maior esforço cortante principalmente na base de D1, que pode vir a se romper em um estágio precoce de carregamento sob a predominância de tensões cisalhantes, conforme ocorrido no modelo numérico da Série P.

Contudo, é importante ressaltar que, embora essa condição possa levar a um estado-limite último caracterizado por ruptura (cisalhamento) e não deslizamento excessivo, a princípio ela não causa alteração apreciável nos valores de  $P_1$  e  $P_u$ , vide o baixo erro na obtenção desses parâmetros na TABELA 5.1, com exceção de  $P_u$  na Série P.

Portanto, é razoável afirmar que as condições do concreto na região do Crestbond influenciam na maneira como ele se deforma, podendo alterar sua rigidez e ductilidade, mas não interferem nos valores de  $P_1$  e  $P_u$ , a menos que provoquem ruptura prematura.

## 5.4 Remodelagem da Série P

Buscando comprovar a independência de  $P_1$  e  $P_u$  das condições que provocam as alterações na deformada do conector discutidas no item anterior, foi feita uma nova modelagem da Série P reduzindo o valor do módulo de elasticidade do aço do Crestbond, de forma a possibilitar que o conector se deformasse ainda mais e pudesse atingir o patamar de deslizamento sem se romper. A redução de  $E_a$  necessária para garantir esse resultado foi de 50%.

Na FIGURA 5.25 é apresentada a curva força *versus* deslizamento do modelo com o artifício de redução de  $E_a$  do Crestbond (Modelo 02) superposta à curva do modelo original (Modelo 01) e do modelo experimental. A FIGURA 5.26 apresenta a deformada final destes modelos.

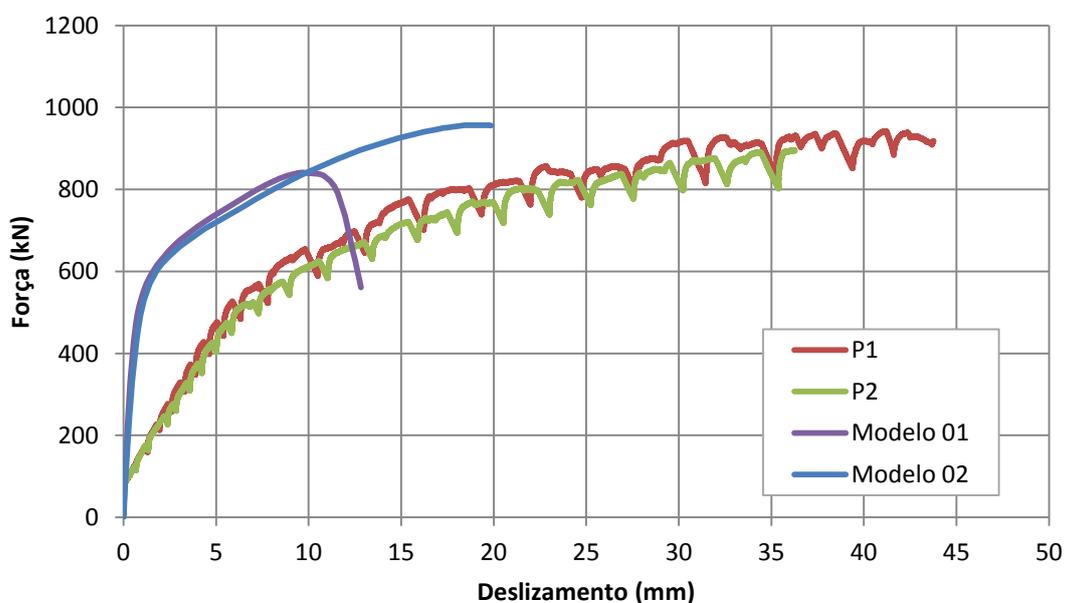


FIGURA 5.25 – Sobreposição das curvas força *versus* deslizamento do modelo original (Modelo 01) e do modelo com  $E_a$  alterado (Modelo 02), e comparação com os resultados experimentais (P1 e P2).



# 6

## INVESTIGAÇÃO E CALIBRAÇÃO DA RIGIDEZ

### 6.1 Considerações Iniciais

Conforme salientado no Capítulo 5, houve uma grande diferença quanto à rigidez ao deslizamento relativo ( $k$ ) entre o modelo numérico e o experimental, isto é, ao se observar o deslizamento registrado em cada um dos modelos para um mesmo nível de carga, nota-se um deslizamento expressivamente maior no modelo experimental.

Conforme se observa na FIGURA 6.1, esta diferença fica bem evidente tomando-se a Série A para se efetuar a comparação.

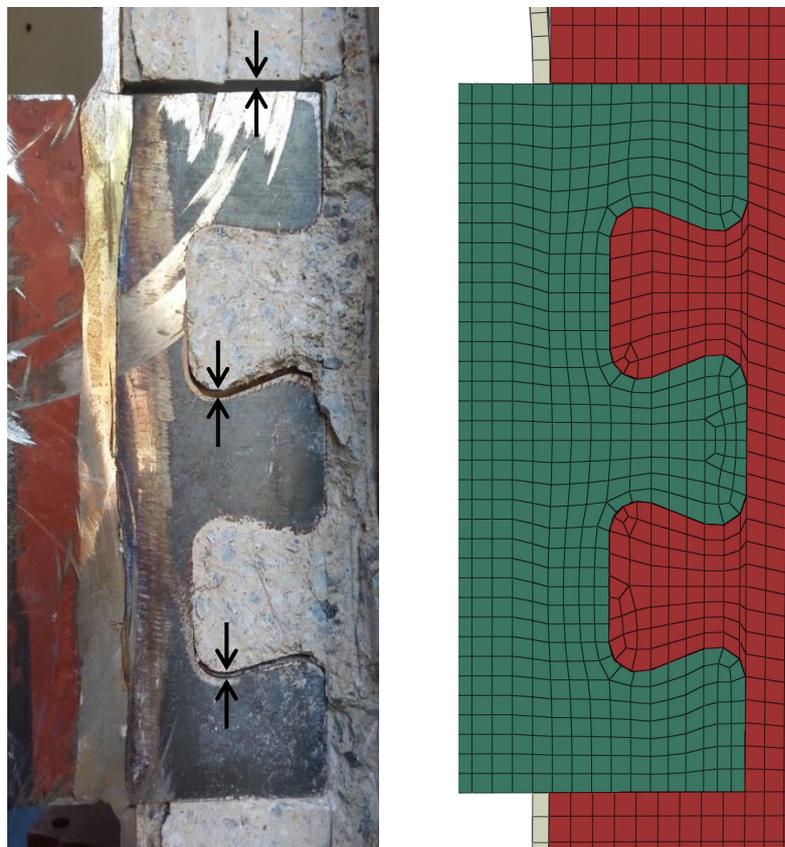


FIGURA 6.1 – Comparação entre os modelos numérico e experimental da Série A quanto ao deslizamento do Crestbond no concreto ao final do ensaio.

Nessa série os conectores somente trabalharam em regime linear, tendo, portanto, permanecido visualmente indeformados. Dessa forma, o deslizamento relativo ocorrido nos ensaios da Série A é praticamente independente da deformação do Crestbond.

Observando a FIGURA 6.1, fica evidente que o concreto do modelo numérico não se comportou como no ensaio experimental, uma vez que no ensaio o Crestbond deslizou com muito mais facilidade.

Baseando-se nessa observação, pode-se dizer que a diferença do valor de  $k$  entre os modelos numéricos e experimentais está relacionada exclusivamente ao comportamento do concreto frente ao esforço exercido pelo Crestbond.

## 6.2 Investigações

Tendo em vista a constatação de que o concreto foi o responsável pela discrepância entre valores de  $k$  obtidos experimentalmente e numericamente, foi possível restringir a investigação das causas desse problema a um número menor de possibilidades.

### 6.2.1 Hipótese 1: Propriedades mecânicas do concreto

Diante da rigidez expressivamente maior obtida na modelagem, inicialmente levantou-se a hipótese de que o problema estivesse relacionado às propriedades mecânicas do concreto fornecidas ao ABAQUS, principalmente  $f_{cm}$  e  $E_{cm}$ . Dessa forma, foram realizadas novas modelagens da Série B variando-se os valores dos parâmetros do modelo constitutivo.

Em nenhuma dessas modelagens foi possível observar alguma melhora quanto à aproximação ao valor experimental de  $k$ . Nas FIGURAS 6.2 e 6.3 se pode observar algumas dessas tentativas de aproximação.

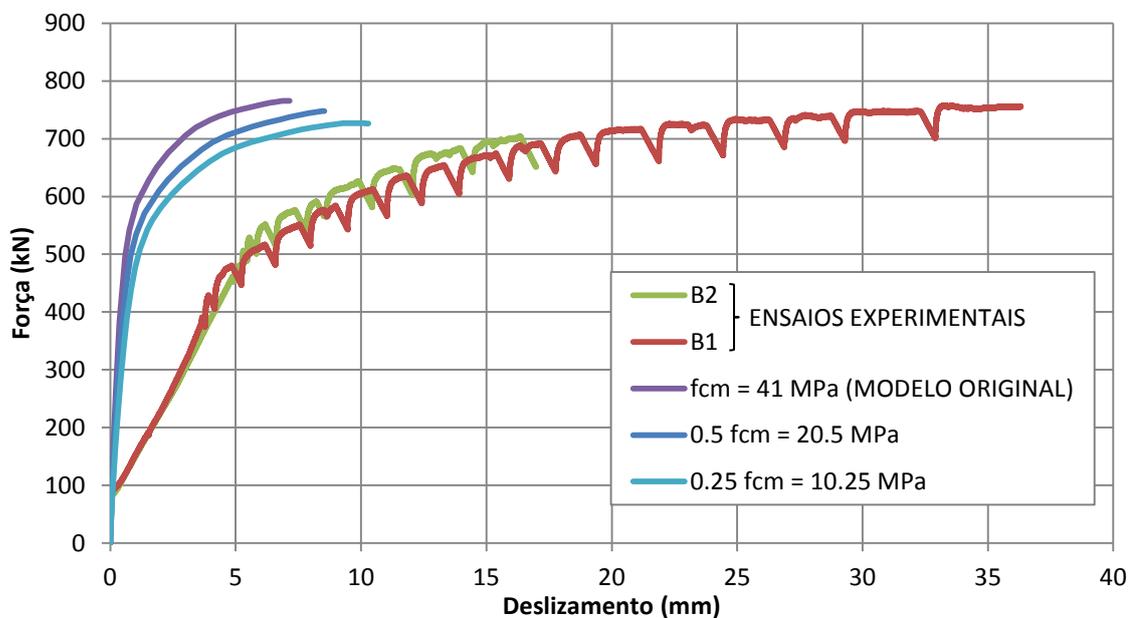


FIGURA 6.2 – Tentativas de aproximação da curva experimental através da manipulação de  $f_{cm}$  no modelo numérico.

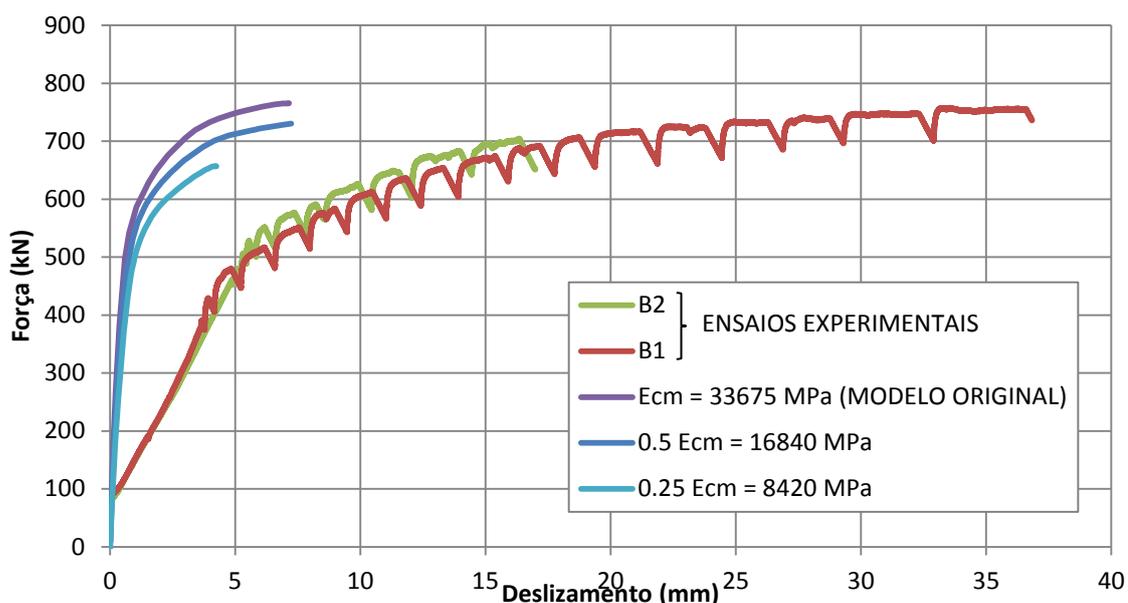


FIGURA 6.3 – Tentativas de aproximação da curva experimental através da manipulação de  $E_{cm}$  no modelo numérico.

Conforme se observa, mesmo reduzindo-se  $f_{cm}$  e  $E_{cm}$  a valores bastante improváveis, a rigidez não se alterou muito, assim como os valores de  $P_u$  e  $P_1$ . Isso indica que o comportamento do conector não é tão sensível às variações das propriedades do concreto. A TABELA 6.1 evidencia isso.

TABELA 6.1 – Variação dos valores de  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$  frente à variação dos valores de  $f_{cm}$  e  $E_{cm}$ .

$f_{cm}$ (MPa)	$P_u$ (kN)	$P_1$ (kN)	$k$ (kN/mm)
	FP*	FP*	FP*
41	<b>1.00</b>	766	<b>1.00</b>
20.5	<b>0.50</b>	749	<b>0.98</b>
10.25	<b>0.25</b>	727	<b>0.95</b>

$E_{cm}$ (MPa)	$P_u$ (kN)	$P_1$ (kN)	$k$ (kN/mm)
	FP*	FP*	FP*
33675	<b>1.00</b>	766	<b>1.00</b>
16840	<b>0.50</b>	734	<b>0.96</b>
8420	<b>0.25</b>	657	<b>0.86</b>

\* FP = Fator de Proporcionalidade para análise comparativa.

## 6.2.2 Hipótese 2: Modelo constitutivo do concreto

Outra possibilidade levantada foi a de que o problema da rigidez estivesse relacionado a alguma deficiência do modelo constitutivo do concreto adotado para simular esse tipo de problema (ensaios de cisalhamento). Dessa forma foram consultados resultados de outros autores que realizaram modelagens e ensaios de cisalhamento do Crestbond utilizando o *Concrete Damaged Plasticity* (Item 2.3). Na FIGURA 6.4 se pode fazer a comparação deste trabalho com o de SILVA (2013) quanto à aproximação da rigidez.

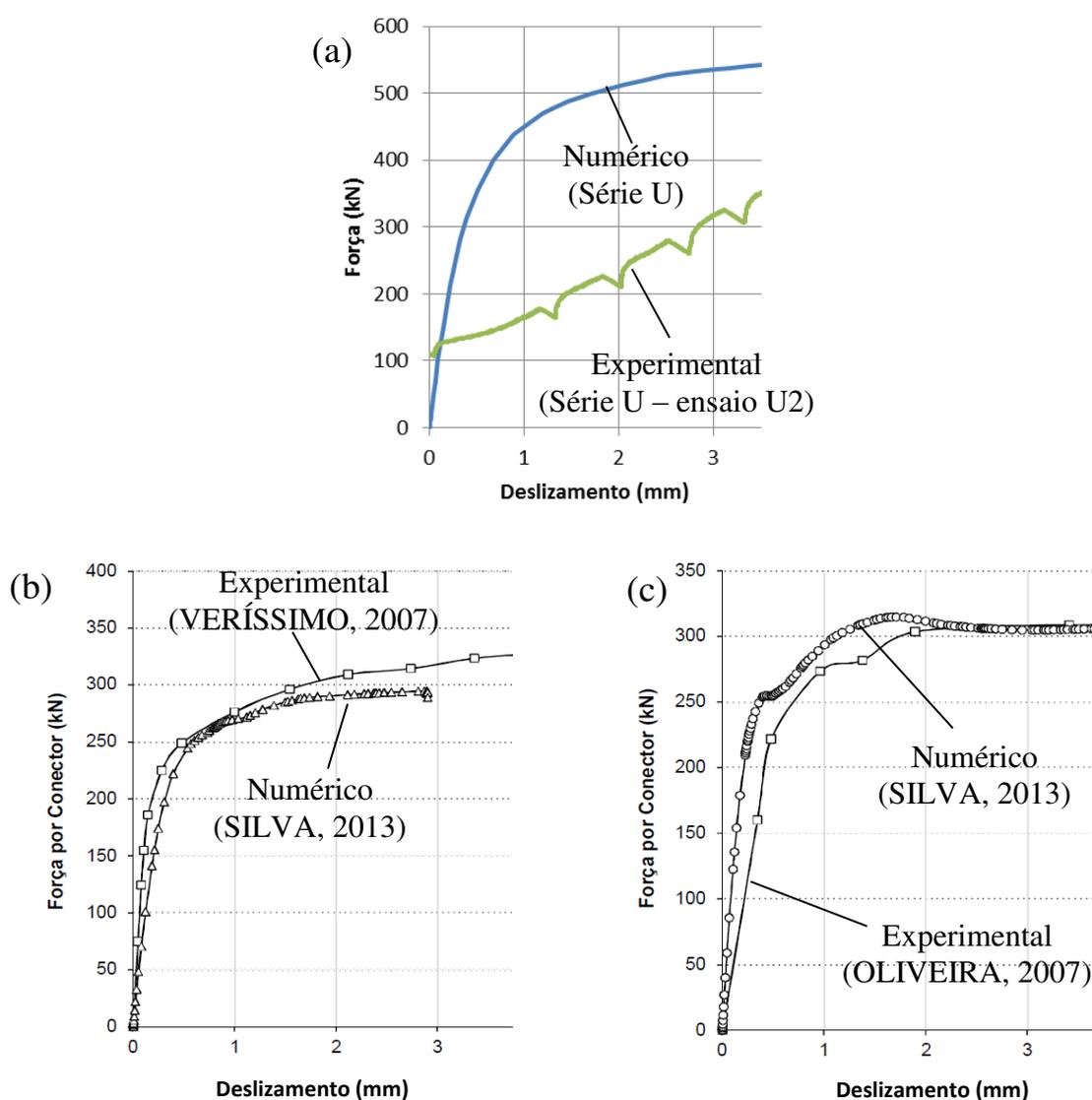


FIGURA 6.4 – Comparação dos resultados obtidos neste trabalho (a) com os resultados obtidos por SILVA (2013) (b, c) quanto à aproximação das curvas numéricas e experimentais.

Conforme se observa, nas demais modelagens do Crestbond encontradas na literatura, obteve-se aproximação muito mais razoável entre as curvas numéricas e experimentais, indicando que o causador da grande discrepância de valores de  $k$  neste trabalho, não estava presente nos demais.

Além disso, notou-se que os valores de rigidez obtidos por esses autores estavam mais coerentes (quanto à ordem de grandeza) com os resultados obtidos na modelagem numérica deste trabalho que com os resultados dos ensaios experimentais (TABELA 6.2).

TABELA 6.2 – Comparação dos valores de rigidez numéricos e experimentais deste trabalho com os resultados de SILVA (2013), VERÍSSIMO (2007) e OLIVEIRA (2007).

			VALOR DA RIGIDEZ (kN/mm)
Resultados de outros autores	Ensaio A3	Resultado experimental (VERÍSSIMO)	1118
		Resultado numérico (SILVA)	848
	Ensaio D5a	Resultado experimental (OLIVEIRA)	492
		Resultado numérico (SILVA)	946
Resultados deste trabalho	Série A	Resultado experimental	86
		Resultado numérico	1373
	Série B	Resultado experimental	80
		Resultado numérico	1039
	Série P	Resultado experimental	71
		Resultado numérico	781
	Série U	Resultado experimental	68
		Resultado numérico	596

Diante disso concluiu-se que a causa da incompatibilidade dos valores de  $k$  não estava relacionada a questões teóricas da modelagem tais como o modelo constitutivo adotado, mas sim a algum aspecto do concreto específico dos protótipos experimentais deste trabalho que estivesse facilitando o deslizamento relativo e que não estivesse sendo considerado na modelagem.

### 6.2.3 Hipótese 3: Condições do concreto na interface com o conector

Buscando encontrar possíveis condições do concreto no interior dos protótipos que pudessem estar facilitando o deslizamento relativo, alguns protótipos não ensaiados foram abertos. Assim pôde-se avaliar o estado do concreto antes da aplicação da carga.

Conforme se observa nas FIGURAS 6.5 e 6.6, o concreto no interior dos protótipos apresentava folgas bastantes evidentes junto aos dentes do Crestbond, além de irregularidades e alguns vazios. Essas folgas foram medidas utilizando um paquímetro.

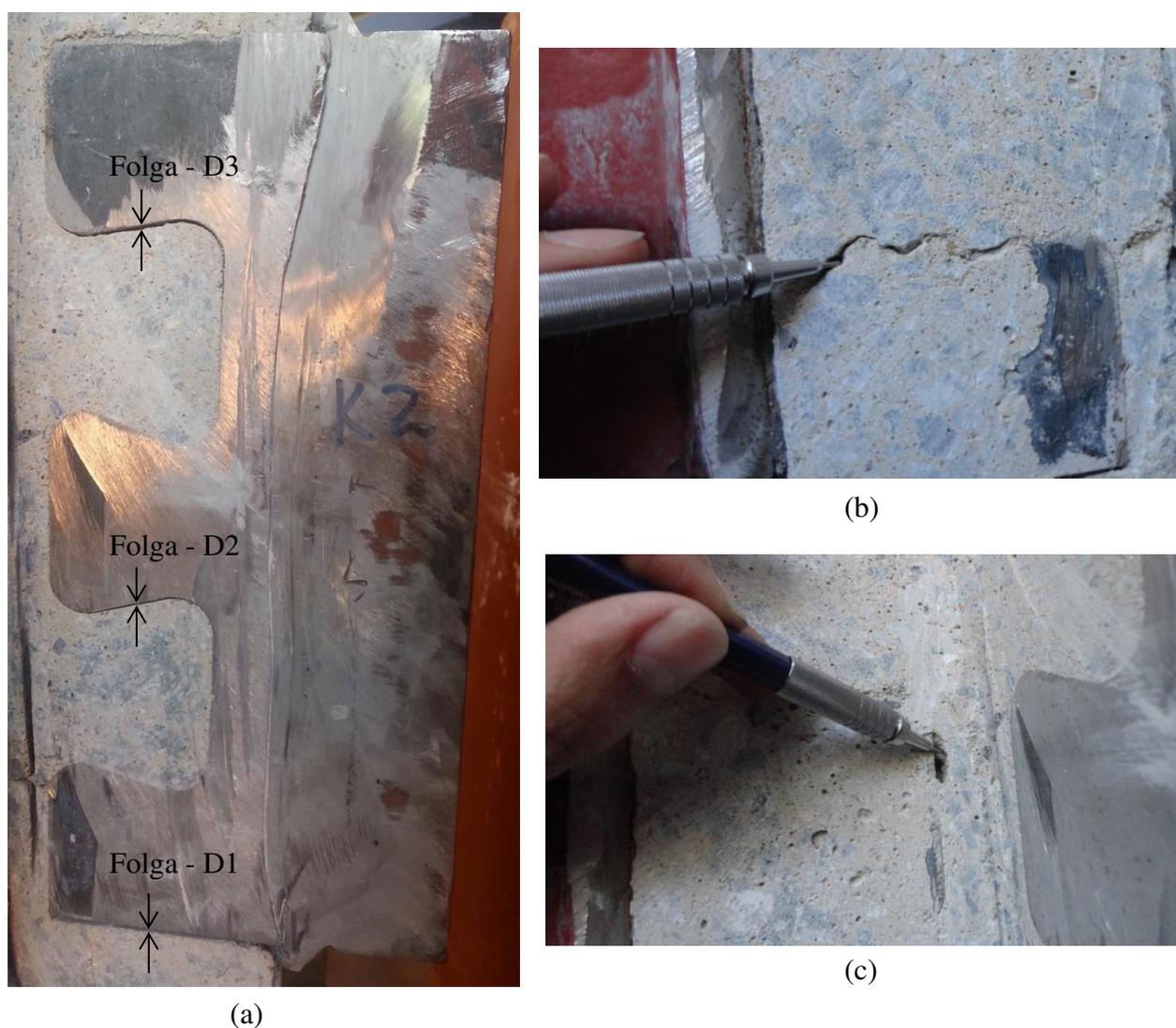


FIGURA 6.5 – (a) Folgas na interface do Crestbond com o concreto; (b) e (c) Falhas no concreto.



(a)



(b)



(c)

FIGURA 6.6 – Dimensões das folgas constatadas na interface do Crestbond com o concreto – (a) Folga em D1 = 2,0 mm; (b) Folga em D2 = 0,74 mm; (c) Folga em D3 = 1,27 mm.

As folgas constatadas eram consideráveis, principalmente em D1. Além disso, se estendiam ao longo de quase toda a interface do Crestbond com o concreto, reduzindo a área de contato para a transferência da força a regiões muito pequenas. Assim sendo, essas folgas poderiam estar gerando concentrações de tensão muito grandes no concreto, em especial no início do carregamento, o que de fato poderia estar acelerando o processo de degradação do concreto e tornando-o mais deformável, levando assim aos baixos valores de  $k$ .

Observando a forma dessas folgas junto ao conector, nota-se que é bastante provável que elas sejam resultado da retração ou abatimento do concreto, uma vez que parecem ter sido moldadas pelo contato dos dentes do Crestbond com o concreto, que, posteriormente veio a se afastar dos mesmos deixando um espaço vazio.

Quanto às irregularidades na superfície da folga e os vazios próximos ao Crestbond, pode-se dizer que são falhas próprias de uma concretagem que, naturalmente, tendem a se concentrar mais nas proximidades de obstáculos ou reentrâncias das fôrmas. Porém, no caso desses protótipos, essas falhas podem ter sido mais expressivas que o normal uma vez que, na sua montagem, optou-se por não fazer uso de vibradores dado o elevado *slump* do concreto utilizado.

As folgas e os vazios constatados na interface do concreto com o Crestbond são as causas mais prováveis para o baixo valor de  $k$  obtido nos ensaios, haja vista que neste trabalho não se observou nada mais que pudesse explicar os resultados divergentes. Contudo, vale destacar que, prevendo certo grau de irregularidades no concreto, foi aplicado, conforme relatado no Subitem 3.3.4, uma etapa preliminar de cargas cíclicas para evitar que essas irregularidades interferissem no resultado do ensaio. Entretanto, dada a dimensão das folgas constatadas, é possível que a fase de ciclos não tenha sido suficiente para eliminá-las. De qualquer modo, para verificar isto, seria necessário realizar novos ensaios e investigações.

Uma maneira de se averiguar essa possibilidade seria aplicar apenas a fase de cargas cíclicas a um dos protótipos experimentais e abri-lo em seguida para verificar se as folgas foram vencidas. Entretanto, devido à falta de tempo e recursos, não foi possível realizar esse ensaio no presente trabalho, ficando o mesmo como uma sugestão para trabalhos futuros (ver Item 7.3).

## 6.3 Calibração da Rigidez

Deixando de lado a investigação dos motivos que levaram ao maior deslizamento do Crestbond nos ensaios experimentais, e concentrando apenas em reproduzi-lo numericamente, de modo a se obter a mesma rigidez dos ensaios, foi realizada a modelagem descrita a seguir.

### 6.3.1 Modelo proposto

Baseando na hipótese de que a existência de falhas e folgas na interface do concreto com o Crestbond causou a maior penetração do conector nos ensaios experimentais, foi feita uma nova modelagem da Série B buscando simular essa condição através da inserção de um material mais deformável nas regiões de contato com os dentes do Crestbond, conforme a FIGURA 6.7.

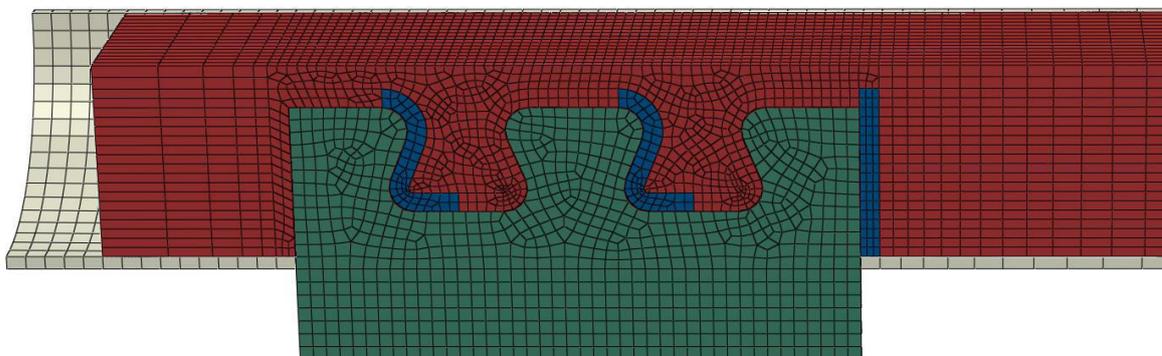


FIGURA 6.7 – Faixa de elementos mais deformáveis na interface do concreto com o Crestbond.

As faixas de material mais deformável foram definidas com largura de 10 mm e espessura igual à do Crestbond. O elemento adotado nestas faixas foi o C3D8H, que melhor se adequa a deformações elevadas.

O comportamento do material foi definido como elástico-linear, e o módulo de elasticidade ( $E_{int}$ ) ajustado num trabalho de calibração do modelo até que se chegasse à mesma rigidez (k)

observada nos resultados experimentais. O valor de  $E_{int}$  que possibilitou o melhor ajuste foi de 100 MPa, conforme se observa na FIGURA 6.8.

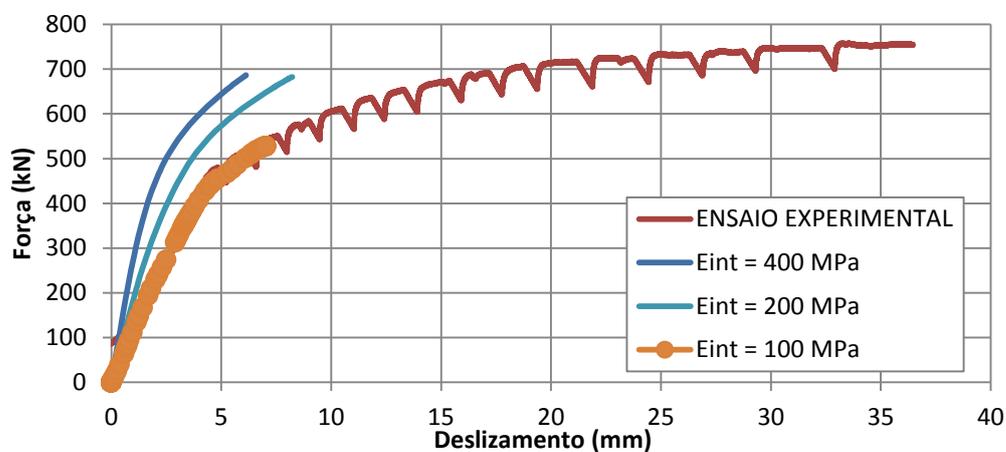


FIGURA 6.8 – Calibração do módulo de elasticidade  $E_{int}$ . (Apenas a curva B1 dos ensaios da Série B é apresentada para facilitar a visualização)

### 6.3.2 Resultados

Da curva obtida do modelo calibrado (FIGURA 6.9), extraíram-se os seguintes valores de  $P_1$  e  $k$ :

$$P_1 = 360 \text{ kN}$$

$$k = 1059 \text{ kN/cm}$$

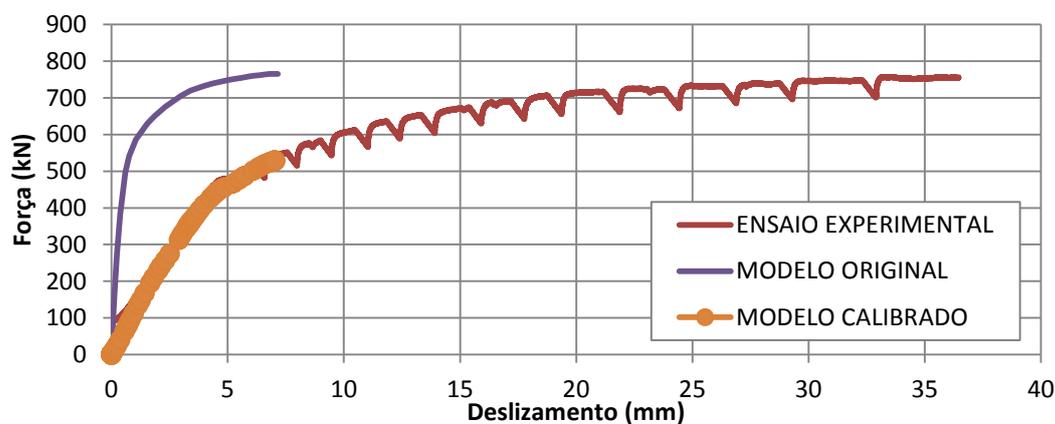


FIGURA 6.9 – Resultado do modelo calibrado sobreposto aos resultados experimentais e do modelo original. (Apenas a curva B1 da Série B é apresentada para facilitar a visualização)

Conforme se observa, o modelo calibrado não conseguiu atingir  $P_u$  devido à dificuldade de convergência frente à deformação excessiva dos elementos da faixa mais deformável (ver FIGURA 6.10). Entretanto,  $P_1$  foi determinado com boa precisão, e as curvas força *versus* deslizamento ficaram praticamente coincidentes até o início da fase pós-linear, indicando boa consistência do resultado obtido.

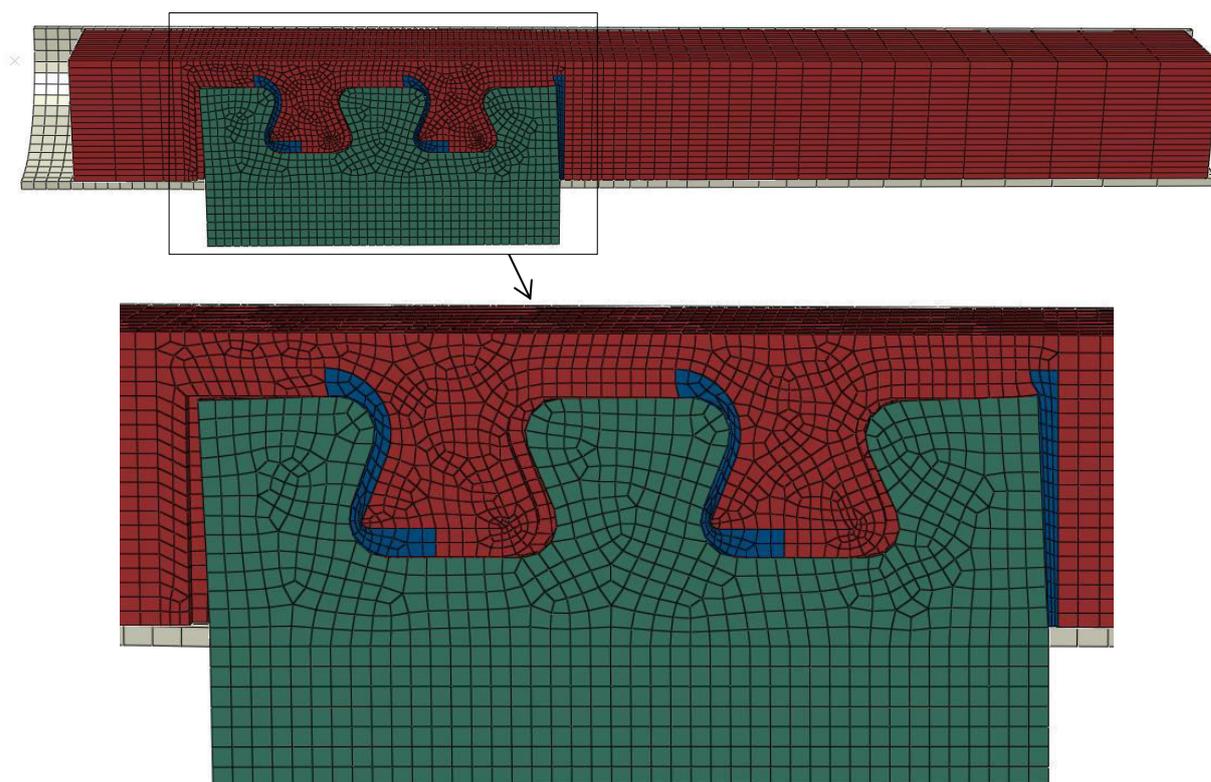


FIGURA 6.10 – Comportamento da faixa mais deformável e sua influência na configuração deformada final do modelo.

Nas FIGURAS 6.11 e 6.12 são apresentadas as distribuições de tensões no Crestbond do modelo calibrado no incremento de força correspondente ao atingimento de  $P_1$  e no último incremento realizado respectivamente.

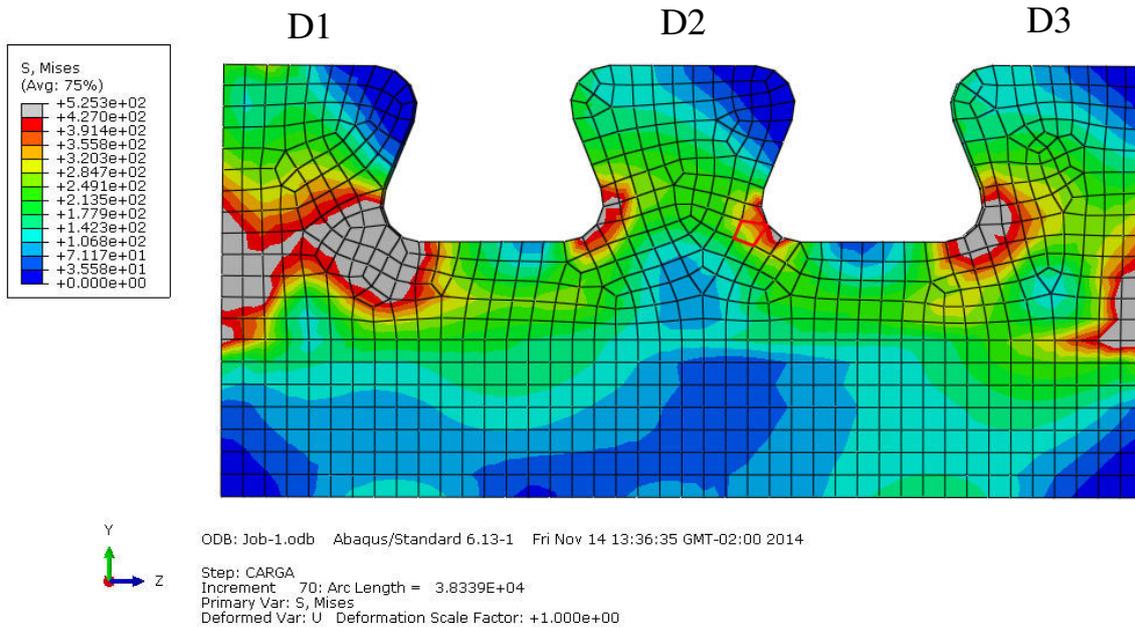


FIGURA 6.11 – Tensões de von Mises no Crestbond no incremento de força correspondente ao atingimento de  $P_1$ .

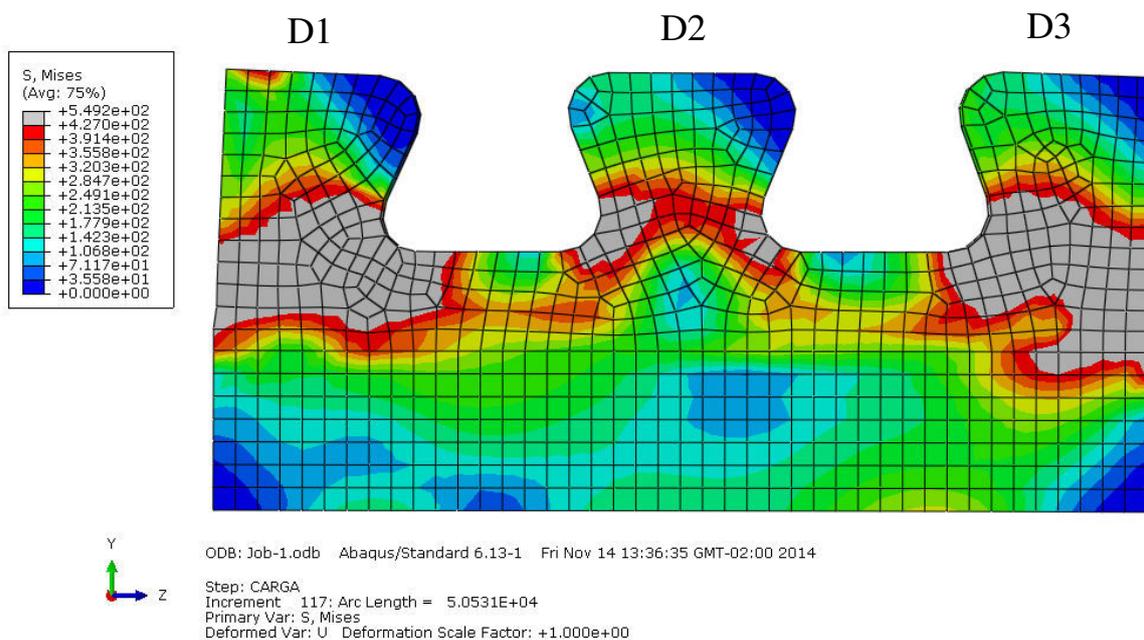


FIGURA 6.12 – Tensões de von Mises no Crestbond no último incremento de força realizado. (Não corresponde à resistência última uma vez não se atingiu o patamar horizontal)

### 6.3.3 Análise dos resultados

Apesar de não ter sido possível obter convergência até o patamar horizontal observado nos ensaios, os resultados numéricos obtidos foram bastante satisfatórios (TABELA 6.3). Além da compatibilização da rigidez, obteve-se boa precisão na determinação de  $P_1$  e uma configuração deformada mais fiel às observadas nos protótipos experimentais (FIGURAS 6.13 e 6.14).

TABELA 6.3 – Comparativo dos modelos original e calibrado quanto à precisão.

	EXPERIMENTAL	NUMÉRICO			
		ORIGINAL	CALIBRADO		Erro
$P_u$ (kN)	760	766	<b>0,8%</b>	-	-
$P_1$ (kN)	410	383	<b>6,6%</b>	360	<b>12,2%</b>
$k$ (kN/mm)	79,5	1038,6	<b>1206,4%</b>	105,9	<b>33,2%</b>

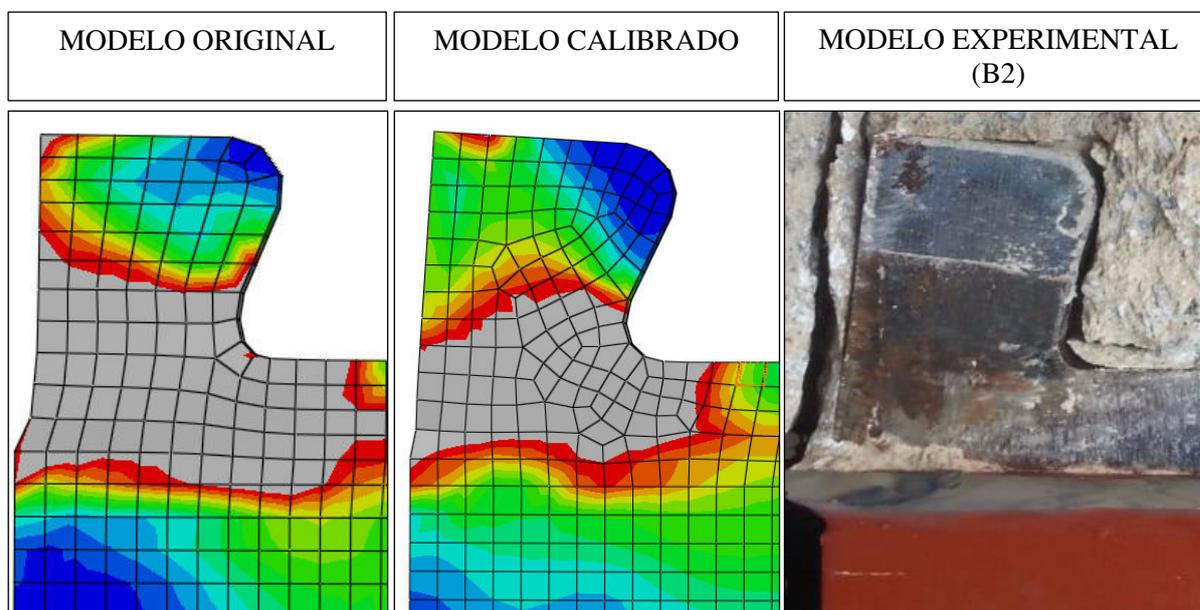


FIGURA 6.13 – Comparação entre os modelos original, calibrado e experimental quanto à configuração deformada de D1.

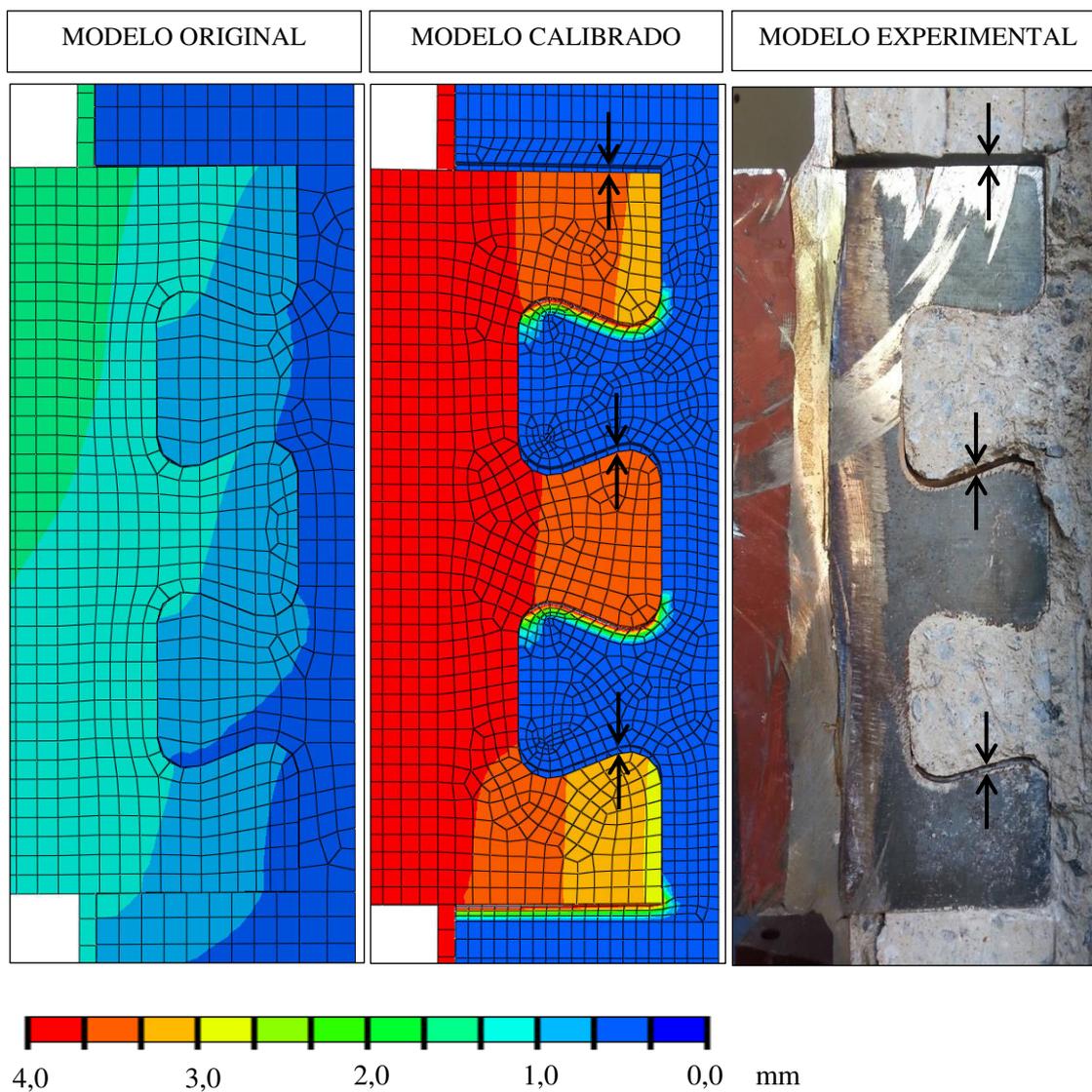


FIGURA 6.14 – Comparação entre os modelos original, calibrado e experimental quanto ao deslocamento  $U_3$  ao se atingir  $P_1$ .

Comparando a deformada final de D1 no modelo calibrado e no modelo original, nota-se que a maior deformabilidade do concreto junto ao conector no modelo calibrado fez com que ele se deformasse de forma diferente em relação ao modelo original. No modelo calibrado, D1 se inclinou tal qual nos ensaios experimentais, já no modelo original ele se distorceu na base. Isso, além de endossar o que foi dito no Subitem 5.3.3.2, reforça a validade deste modelo.

Os bons resultados obtidos nesta modelagem reafirmam a hipótese 3, segundo a qual a baixa rigidez registrada nos ensaios experimentais se deve à existência de regiões do concreto próximas à interface com o Crestbond que, por apresentarem folgas e irregularidades, se comportam de maneira mais deformável, permitindo maior deslizamento do conector.

# 7

## DISCUSSÃO E CONCLUSÃO

### 7.1 Discussão

Os modelos numéricos se mostraram bastantes confiáveis na predição de  $P_1$  e  $P_u$ . Pode-se dizer que o modelo desenvolvido é valido para estimar esses valores. Entretanto, com relação à rigidez, embora se tenha conseguido simulá-la com o artifício apresentado no Capítulo 6, não se pode assegurar que esse artifício seja válido para todos os casos, uma vez que a rigidez observada nos ensaios experimentais deste trabalho pode estar associada a condições muito específicas dos protótipos (tamanho das folgas e incidência de vazios no concreto).

Dessa forma, para se chegar a um valor mais consistente para a rigidez do Crestbond em PMPC, é necessário realizar um estudo mais aprofundado quanto às condições do concreto que exercem influência sob o valor de  $k$  buscando maneiras de mitiga-las, tendo em vista que

a rigidez é uma característica desejável e fundamental na avaliação do desempenho de um conector de cisalhamento.

Vale ressaltar que a alta rigidez é tida como um dos diferenciais do Crestbond na utilização em vigas mistas, conforme se observa na TABELA 7.1.

TABELA 7.1 – Rigidez do Crestbond e de outros conectores em ensaios de cisalhamento usuais (adaptado de ALMEIDA, 2012).

	Conector	Autor	$P_u$ (kN)	$\delta_i$ (mm)	Rigidez secante (kN/mm)	Informação adicional
Conectores Rígidos	CRESTBOND	Veríssimo (2006)	506,7	2,0	253,4	$fck = 48,7$ MPa
			375,9	1,8	208,8	$fck = 26,9$ MPa
	PERFOBOND	Oguejiofor (1994)	431,0	2,0	215,5	$fck = 41,4$ MPa
			396,1	2,0	198,1	$fck = 34,1$ MPa
Conectores Flexíveis	CONECTOR U	Pashan (2006)	436,3	2,2	198,3	$fck = 33,9$ MPa
			602,6	4,0	150,7	$fck = 30,5$ MPa
	STUD-BOLT	Lam <i>et al.</i> (2005)	38,0	0,5	76,0	$fck = 25,0$ MPa
			56,0	2,0	28,0	$fck = 25,0$ MPa

Entretanto, os valores de rigidez obtidos para o Crestbond nos ensaios experimentais deste trabalho, que giraram em torno de 75 kN/mm, foram muito inferiores ao observado na TABELA 7.1, caracterizando-o, para os casos estudados neste trabalho, como um conector flexível segundo o critério de ALMEIDA (2012) por serem inferiores a 200 kN/mm.

Outro aspecto importante a ser ressaltado é a inexistência de relação entre rigidez ( $k$ ) e resistências ( $P_1$  e  $P_u$ ) do conector. Fica claro que estas propriedades estão dissociadas quando se observa que mesmo obtendo valores tão discrepantes para rigidez, os valores de  $P_1$  e  $P_u$  foram bastante precisos quando se compara os resultados numéricos com os experimentais. Além disso, no modelo de calibração da rigidez, o valor de  $P_1$  alterou-se muito pouco em relação ao modelo original. Esse é um aspecto positivo, pois desvincula as propriedades  $P_1$  e  $P_u$  das incertezas associadas à determinação de  $k$ .

## 7.2 Considerações Finais

Este trabalho se encerra tendo cumprido os objetivos traçados inicialmente e deixando à disposição da comunidade científica uma série de análises e modelos numéricos bastante consistentes para simulação do comportamento do Crestbond em PMPC. Espera-se que através da pesquisa aqui apresentada se possa dar continuidade aos estudos acerca do Crestbond e chegar a um modelo analítico que viabilize sua utilização nos PMPC.

É importante ressaltar, no entanto, a necessidade de se investigar mais a fundo os impactos das condições do concreto na rigidez ao deslizamento dos conectores de cisalhamento e propor meios de se evitar os baixos valores de  $k$  observados nos ensaios experimentais deste trabalho.

## 7.3 Sugestões para trabalhos futuros

Sugere-se para trabalhos futuros:

- Propor e ensaiar novos protótipos para estudo do Crestbond em pilares mistos buscando mitigar os fatores que supostamente conduziram à baixa rigidez ao deslizamento relativo, de tal maneira que, em se obtendo a rigidez esperada (compatível com os resultados dos modelos numéricos), se possa comprovar definitivamente a influência desses fatores. Podem ser citadas algumas medidas que podem proporcionar mitigação: conceber modelos de menor comprimento para minimizar as folgas de retração e utilizar concreto auto adensável para evitar falhas de concretagem.
- Realizar um novo ensaio utilizando um dos protótipos já fabricados no trabalho de OLIVEIRA (2013), aplicando somente a etapa de carga cíclica e, em seguida, abrindo o protótipo para averiguar as condições e o nível de degradação do concreto, para, dessa forma, se obter informações sobre a eficácia das cargas cíclicas em eliminar as falhas do concreto observadas neste trabalho.

- Propor protótipos de quatro conectores que consigam atingir o patamar de deslizamento para viabilizar a análise da influência do número de conectores nas propriedades  $P_u$ ,  $P_1$  e  $k$  (neste trabalho só foi possível analisar a influência do diâmetro e da geometria da seção).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, P. H. F. (2012). *Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.
- 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.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6118:2014 Versão corrigida:2014, *Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimentos*. Rio de Janeiro, 221p.
- 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, 237p.
- BÄRTSCHI, R. (2005). *Load-Bearing Behaviour of Composite Beams in Low Degrees of Partial Shear Connection*, PhD thesis, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich.
- CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S.; RODRIGUES, F. C.; PAES, J. L. R.; 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.
- CARDOSO, H. S (2014). *Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.
- CHAVES, L. B (2001). *Análise teórico-experimental das regiões de introdução de carga em pilares mistos*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.
- CHEN, Q.; ANDRAWES, B. (2012). *3D Finite Element Modeling to Study the Behavior of Shape Memory Alloy Confined Concrete*. 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering – WCEE 2012. Lisboa, Portugal.
- CHROMIAK, P.; STUDNICKA J. (2006). *Load Capacity of Perforated Shear Connector*. POLLACK PERIODICA, an International Journal for Engineering and Information Sciences. vl. 1, n.3, p. 23–30, 2006.
- 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.

- 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.
- JACOBS, W, HAJJAR, J. (2010). *Load transfer in composite construction*. Proceedings Structures Congress 2010 - ASCE/SEI, p.1229-1240, Orlando, Florida.
- HU, H.; HUANG, C.; WU, M. (2003). *Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect*. Journal of Structural Engineering, v.129, n.10, p. 1322-1329, 2003.
- KRAUS, D.; WURZER, O. *Bearing Capacity of Concrete Dowels*. IABSE, Innsbruck, pp. 133-138, 1997.
- LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H.P.; HARRE, W. (1987) *Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New Improved Shear Connector with High Fatigue Strength for Composite Structures)*. Beton und Stahlbetonbau, Berlin, No. 12, pp. 325-331, 1987.
- LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; ONATE, E. (1989). *A Plastic-Damage Model for Concrete*. Int. J. Solids Struct., 25(3),299-326.
- MALM, R (2009). *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with nonlinear finite element method*. Ph.D. thesis, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden.
- MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, v.114, n.8, p. 1804-1826
- OLIVEIRA, A. F. N. (2007). *Análise do Comportamento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Sistemas de Pisos Mistos com Pré-Laje de Concreto*. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- OLIVEIRA, H. M. S (2013). *Transferência de Carga com Conector Crestbond em Pilares Mistos Formados por Tubos de Aço Preenchidos com Concreto*. Projeto de Tese para Obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.
- OLIVEIRA, W. L. A. (2008). *Análise Teórico-Experimental de Pilares Mistos Preenchidos de Seção Circular*. Tese para Obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUĐEVAC, D. (2013). *Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests*. Journal of Constructional Steel Research 88 (2013) 134–149.
- RICHART, F. E.; BRANDTZAEG, A.; BROWN, R. L. (1928). *A study of the failure of concrete under combined compressive*. University of Illinois Bulletin 185 - University of Illinois Engineering Experimental Station, Champaign (IL, USA).

- SILVA, H. P (2013). *Simulação Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento Tipo Crestbond*. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.
- SILVA, M. A. P. (2011). *Modelos Semiempíricos para a Estimativa da Capacidade Resistente de Conectores de Cisalhamento Crestbond e Perfobond*. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.
- SIMULIA (2010). *Software ABAQUS 6.10*. Dassault Systèmes, USA.
- STAROSSEK, U.; FALAH, N (2008). *Force transfer in concrete-filled steel tube columns*. Proceedings, 5th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2008, Graz, Austria, September 3-5.
- VERÍSSIMO, G. S (2007). *Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento*. Projeto de Tese para Obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- WIUM, J. A.; LEBET, J. P. (1994). *Simplified Calculation Method for Force Transfer in Composite Columns*. Journal of Structural Engineering 1994.120:728-746.

# **APÊNDICE**

## **DIMENSÕES NOMINAIS DOS MODELOS EXPERIMENTAIS**

## A.1 – Série A

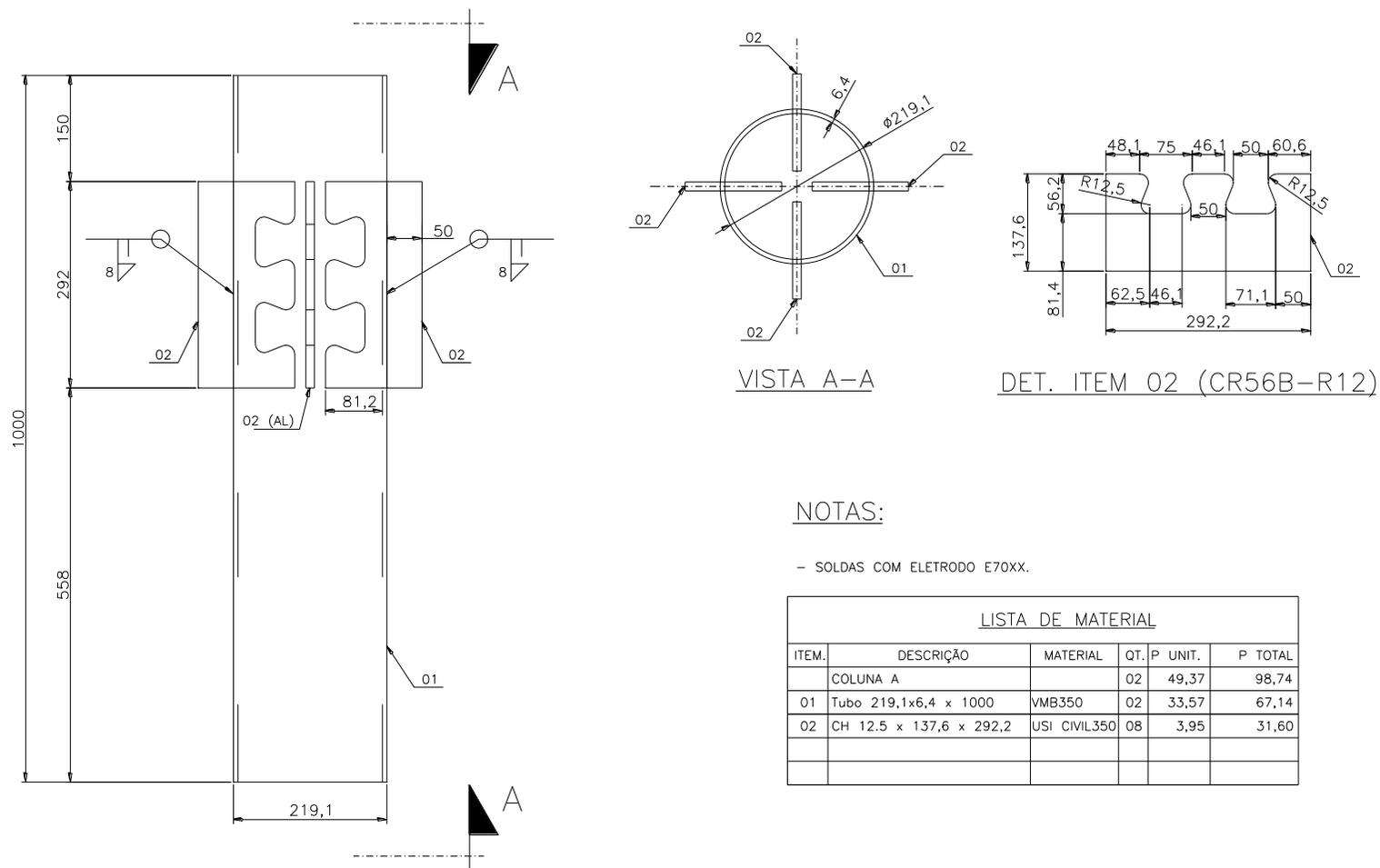


FIGURA Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..1 – Dimensões nominais dos modelos da série A.

## A.2 – Série B

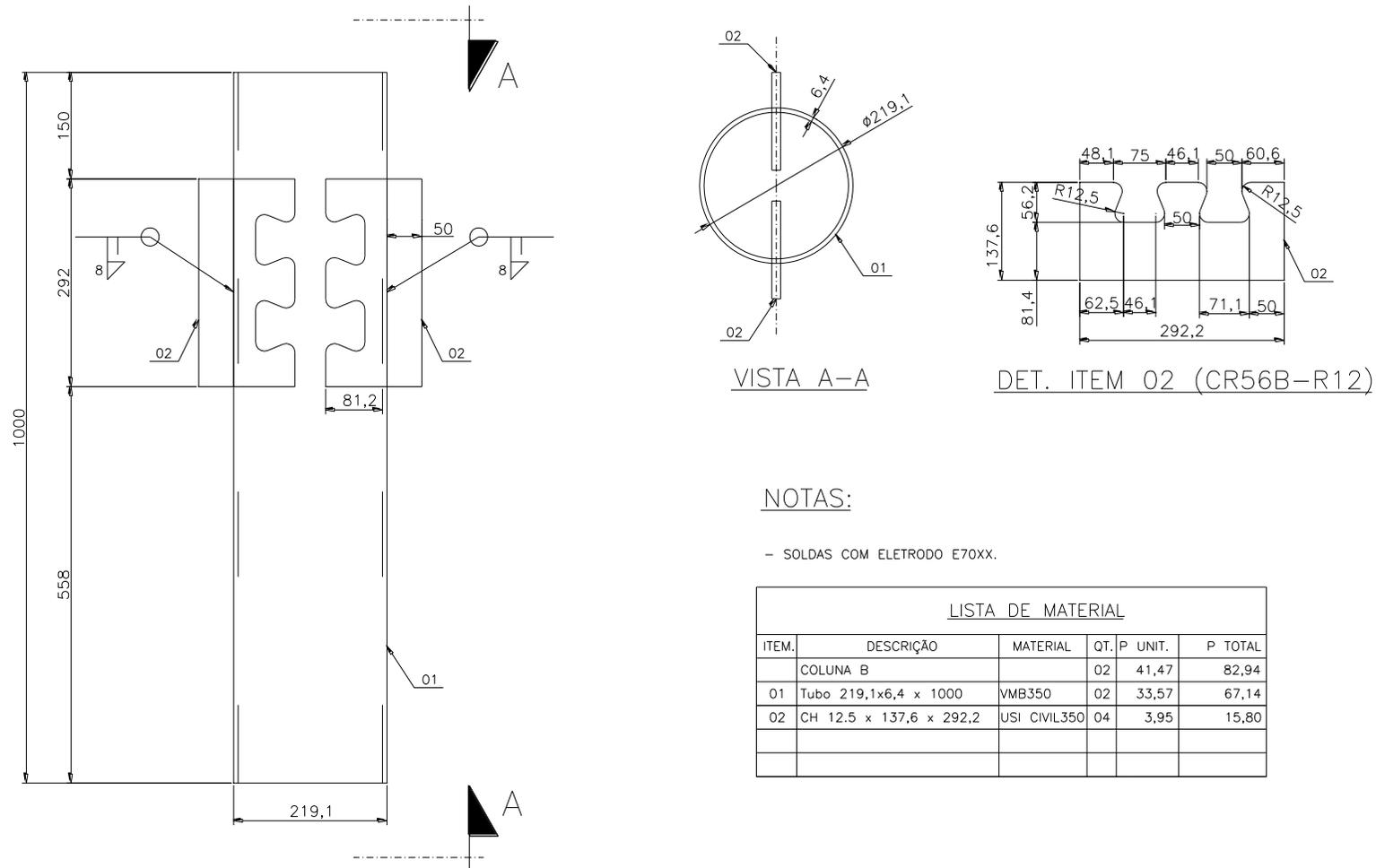


FIGURA Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..2 - Dimensões nominais dos modelos da série B.

### A.3 – Série P

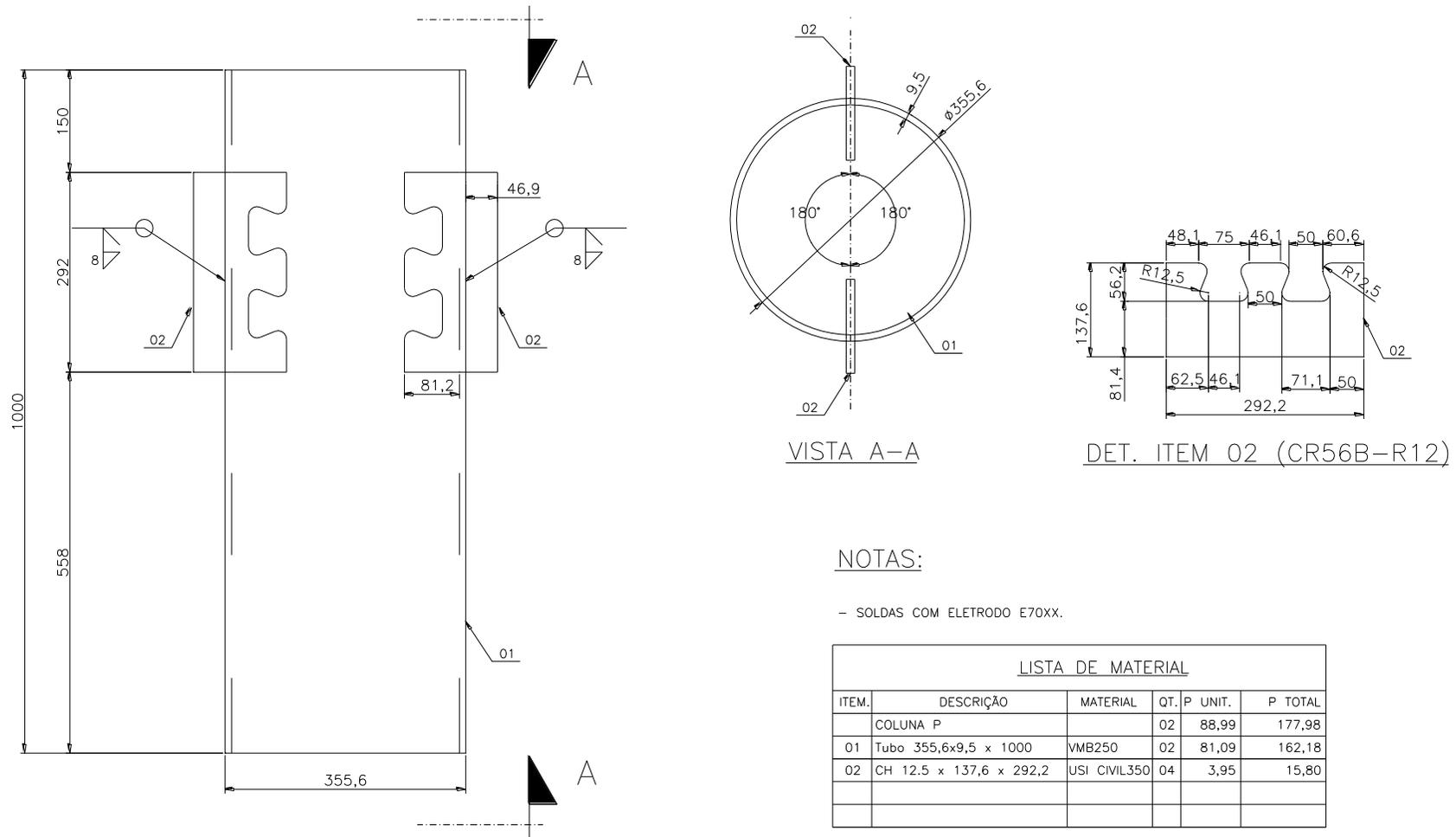


FIGURA Errro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento..3 - Dimensões nominais dos modelos da série P.

## A.4 – Série U

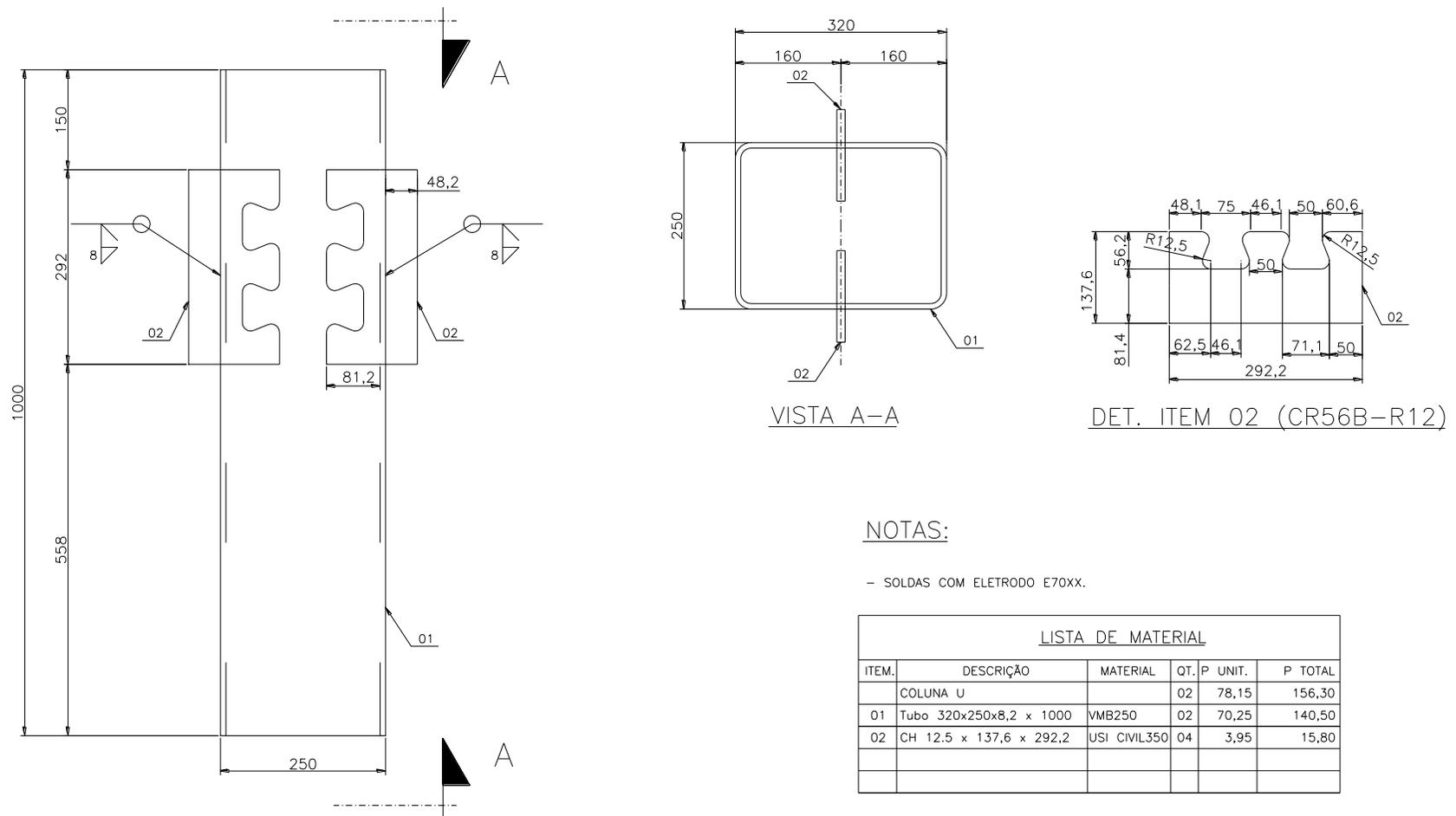


FIGURA **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.**4 - Dimensões nominais dos modelos da série U.