

**MODELAGEM NUMÉRICA DE PILARES MISTOS
TUBULARES CIRCULARES PREENCHIDOS COM
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Mariana da Conceição Alcântara

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

**MODELAGEM NUMÉRICA DE PILARES MISTOS TUBULARES
CIRCULARES PREENCHIDOS COM CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA**

Mariana da Conceição Alcântara

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

Comissão Examinadora:

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

Prof. Dr. Armando César Campos Lavall
DEES – UFMG

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
DEES – UFMG

Dr. Roberval José Pimenta
Codeme Engenharia

Belo Horizonte, 26 de Outubro de 2017.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Data: **Outubro de 2017**

Autor: **Mariana da Conceição Alcântara**
Título da Dissertação: **Modelagem Numérica de Pilares Mistos Tubulares
Circulares Preenchidos com Concreto de Alta
Resistência**
Departamento: **Engenharia de Estruturas**

Título: **Mestre** Convocação: **Outubro** Ano: **2017**

GARANTE-SE À UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS O DIREITO DE CIRCULAÇÃO E DE POSSE DE CÓPIAS PARA FINS NÃO COMERCIAIS DO TRABALHO SUPRACITADO.

O AUTOR RESERVA-SE, AINDA, OUTROS DIREITOS DE PUBLICAÇÃO E PROPRIEDADE, E NEM A DISSERTAÇÃO NEM PARTES DELA PODEM SER REPRODUZIDAS DE QUALQUER FORMA SEM A PERMISSÃO DO AUTOR.

Assinatura do Autor

Índice

Índice	ii
Lista de Tabelas	vi
Lista de Figuras	xiii
Resumo	xiv
Abstract	xvi
1 Introdução	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Objetivo Geral	2
1.3 Metodologia	2
1.4 Conteúdo da Dissertação	3
2 Revisão Bibliográfica	4
2.1 Considerações Iniciais	4
2.2 Aspectos Gerais sobre Pilares Mistos Preenchidos com Concreto	4
2.3 Estado da Arte	8
2.4 Prescrições de Normas Técnicas	13
2.4.1 ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) e ABNT NBR 16239:2013 (ABNT, 2013A)	13
2.4.2 EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e Liew e Xiong (2015)	17
2.4.3 ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016)	21
3 Modelagem Numérica	25
3.1 Considerações Iniciais	25
3.2 Descrição Geral do Modelo Numérico	25
3.2.1 Elementos finitos e malha	25
3.2.2 Interface entre o aço e o concreto	26
3.2.3 Condições de contorno e aplicação do carregamento	27
3.2.4 Imperfeições iniciais e tensões residuais	29
3.3 Propriedades dos Materiais	29
3.3.1 Aço	29
3.3.2 Concreto	32
3.4 Estudos Experimentais Utilizados na Calibração do Modelo Numérico	38

3.4.1	Abed et al. (2013)	40
3.4.2	De Nardin e El Debs (2007)	40
3.4.3	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	41
3.4.4	Giakoumelis e Lam (2004)	41
3.4.5	Han et al. (2005)	42
3.4.6	Johansson e Gylltoft (2002)	42
3.4.7	Kilpatrick e Rangan (1999a)	43
3.4.8	Kilpatrick e Rangan (1999b)	44
3.4.9	Lee et al. (2011)	44
3.4.10	Liew e Xiong (2010)	45
3.4.11	Liew e Xiong (2012)	45
3.4.12	Neogi et al. (1969)	46
3.4.13	Oliveira (2008)	46
3.4.14	O'Shea e Bridge (1997a,b)	47
3.4.15	Perea (2010)	47
3.4.16	Portolés et al. (2011a)	48
3.4.17	Rangan e Joyce (1992)	49
3.4.18	Sakino et al. (2004)	49
3.4.19	Yu et al. (2007)	49
3.4.20	Zeghiche e Chaoui (2005)	50
3.5	Resultados da Calibração do Modelo Numérico	51
3.5.1	Previsão da capacidade resistente	51
3.5.2	Previsão do gráfico de força versus deslocamento	59
3.5.3	Previsão do modo de falha	61
4	Estudo Paramétrico	67
4.1	Considerações Iniciais	67
4.2	Definição dos Modelos Numéricos	67
4.3	Influência do Diâmetro do Perfil de Aço	70
4.4	Influência da Espessura da Parede do Perfil de Aço	71
4.5	Influência do Índice de Esbeltez Reduzido do Pilar Misto	73
4.6	Influência da Resistência à Compressão do Concreto	74
4.7	Comparação dos Resultados com Prescrições de Normas Técnicas	76
5	Conclusões	81
5.1	Considerações Finais	81
5.2	Sugestões para Trabalhos Futuros	83
	Referências Bibliográficas	84
	Apêndice A – Propriedades das Amostras Utilizadas na Calibração do Modelo Numérico	90
	Apêndice B – Gráficos Comparativos dos Resultados Experimentais e Numéricos das Amostras Utilizadas na Calibração do Modelo	105

Lista de Tabelas

2.1	Compatibilidade entre as resistências dos materiais nos pilares mistos preenchidos com concreto.	6
2.2	Coefficientes de minoração da resistência dos materiais segundo a norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008).	14
2.3	Coefficientes de minoração da resistência dos materiais segundo a norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B).	18
2.4	Curvas de flambagem e imperfeições dos pilares mistos preenchidos com concreto segundo a norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e Liew e Xiong (2015).	20
2.5	Parâmetros de esbelte limite para classificação quanto à flambagem local das seções transversais dos pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada segundo a norma ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016).	22
3.1	Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada.	52
3.1	Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada.	53
3.1	Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada.	54
3.2	Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão excêntrica.	57
3.2	Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão excêntrica.	58

3.2	Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão excêntrica.	59
4.1	Propriedades dos pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência empregados no estudo paramétrico.	68
4.2	Propriedades derivadas do comprimento e força máxima obtida numericamente para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência analisados no estudo paramétrico.	69
4.3	Capacidades resistentes obtidas numericamente e analiticamente, pelas formulações das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2014), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência analisados no estudo paramétrico.	77
A.1	Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Abed et al. (2013).	91
A.2	Características da amostra selecionada no estudo experimental de De Nardin e El Debs (2007).	91
A.3	Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016).	92
A.4	Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Giakoumelis e Lam (2004).	93
A.5	Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Han et al. (2005).	94
A.6	Características da amostra selecionada no estudo experimental de Johansson e Gylltoft (2002).	95
A.7	Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Kilpatrick e Rangan (1999a).	95
A.8	Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Kilpatrick e Rangan (1999b).	96
A.9	Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Lee et al. (2011).	97
A.10	Características da amostra selecionada no estudo experimental de Liew e Xiong (2010 apud TAO ET AL., 2013b).	97

A.11 Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Liew e Xiong (2012).	97
A.12 Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Neogi et al. (1969 apud RANGAN E JOYCE, 1992).	98
A.13 Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Oliveira (2008).	99
A.14 Características das amostras selecionadas no estudo experimental de O’Shea e Bridge (1997a,b apud O’ SHEA E BRIDGE, 2000).	100
A.15 Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Perea (2010).	101
A.16 Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Portolés et al. (2011a).	102
A.17 Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Rangan e Joyce (1992).	103
A.18 Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Sakino et al. (2004).	103
A.19 Características da amostra selecionada no estudo experimental de Yu et al. (2007).	104
A.20 Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Zeghiche e Chaoui (2005).	104

Lista de Figuras

2.1	Pilares mistos totalmente (a) e parcialmente (b) revestidos com concreto. Fonte: CEN (2004B).	5
2.2	Pilares mistos preenchidos com concreto. Fonte: CEN (2004B).	5
2.3	Comportamento estrutural de um pilar misto curto preenchido com concreto em relação a pilares puramente de aço e de concreto armado. Fonte: Han et al. (2014).	7
2.4	Modos de falha esquemáticos de pilares curtos puramente de aço e de concreto em relação a pilares mistos curtos preenchidos com concreto. Fonte: Han et al. (2014).	8
2.5	Curvas de flambagem preconizadas pelas normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) para o dimensionamento de pilares mistos preenchidos concreto submetidos à compressão centrada.	17
3.1	Elementos finitos dos tipos S4R (a) e C3D8R (b).	26
3.2	Pontos de referência utilizados na modelagem para atribuição das condições de contorno de extremidade e aplicação do carregamento.	28
3.3	Diagramas de tensão <i>versus</i> deformação do aço ASTM A572 Grau 50 admitindo-se para esse material comportamento elástico perfeitamente plástico (a), comportamento elastoplástico com encruamento linear (b) e comportamento elastoplástico com encruamento multilinear (c).	30
3.4	Diagrama de tensão <i>versus</i> deformação do aço ASTM A572 Grau 50 segundo o modelo matemático desenvolvido por Tao et al. (2013a).	30
3.5	Diagrama de tensão <i>versus</i> deformação do concreto comprimido segundo o modelo matemático desenvolvido por Tao et al. (2013b).	33
3.6	Influência da razão entre os segundos invariantes de tensão nos meridianos de tração e compressão no gráfico de força <i>versus</i> deformação de um pilar misto circular preenchido com concreto. Fonte: Tao et al. (2013b).	37

3.7	Influência do ângulo de dilatância no gráfico de força <i>versus</i> deformação de um pilar misto circular preenchido com concreto. Fonte: Tao et al. (2013b).	38
3.8	Histogramas da razão D/t (a), da razão L/D (b), do comprimento de flambagem (c) e do índice de esbeltez reduzido calculado segundo a norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) (d) das amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência utilizados na calibração do modelo numérico.	39
3.9	Posicionamento das forças para flexão de pilares excêntrica comprimidos em curvatura única (a) e em curvatura dupla (b).	39
3.10	Imperfeições iniciais ao longo do comprimento das amostras do estudo experimental de Perea (2010).	48
3.11	Amostras do estudo experimental de Yu et al. (2007) com furos (a) e entalhes (b) no perfil de aço.	50
3.12	Razões N_{MEF}/N_{exp} obtidas para as amostras de pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada em função da razão D/t (a), da razão L/D (b) e da resistência à compressão do concreto investigada em cada caso (c).	55
3.13	Razões N_{MEF}/N_{exp} obtidas para as amostras de pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão excêntrica em função da razão D/t (a), da razão L/D (b), da razão e/D (c) e da resistência à compressão do concreto investigada em cada caso (d).	60
3.14	Modos de falha típicos das amostras dos estudos experimentais de Abed et al. (2013) (a) e Giakoumelis e Lam (2004) (b) e da amostra P2-60-3D-E do estudo experimental de Oliveira (2008) (c).	61
3.15	Ruptura por flambagem global nas amostras CF7C-4,8C (DE NARDIN E EL DEBS, 2007) (a), SFE (JOHANSSON E GYLLTOFT, 2002) (b), 114,3-5,90-900-107 (EKMEKYAPAR E AL-ELIWI, 2016) (c) e P2-60-5D-E (OLIVEIRA, 2008) (d).	62
3.16	Ruptura por enrugamento do perfil de aço na amostra 114,3-2,74-300-66 (EKMEKYAPAR E AL-ELIWI, 2016) (a) e por cisalhamento do núcleo de concreto na amostra P1-60-5D-3 (OLIVEIRA, 2008) (b).	62
3.17	Ruptura por flambagem global na amostra 6C12-18-12 Perea (2010) segundo os resultados obtidos experimentalmente (a) e numericamente (b).	63
3.18	Ruptura por flambagem global na amostra 7C20-18-12 Perea (2010) segundo os resultados obtidos experimentalmente (a) e numericamente (b).	64

3.19	Ruptura por flambagem global na amostra 14C12-26-12 Perea (2010) segundo os resultados obtidos experimentalmente (a) e numericamente (b).	64
3.20	Ruptura por flambagem global na amostra 15C20-26-12 Perea (2010) segundo os resultados obtidos experimentalmente (a) e numericamente (b).	65
3.21	Ruptura por flambagem global na amostra 18C5-26-12 Perea (2010) segundo os resultados obtidos experimentalmente (a) e numericamente (b).	66
4.1	Imperfeições iniciais ao longo do comprimento do pilar misto C-200-30-S-55.	69
4.2	Influência do diâmetro do perfil de aço na capacidade resistente dos pilares mistos com $D/t = 30$ e $f_c = 55$ MPa (a), $D/t = 30$ e $f_c = 90$ MPa (b), $D/t = 60$ e $f_c = 55$ MPa (c) e $D/t = 60$ e $f_c = 90$ MPa (d).	70
4.3	Comparação entre os gráficos de força <i>versus</i> deslocamento dos pilares mistos C-200-60-L-55 e C-600-60-L-55.	71
4.4	Influência da espessura da parede do perfil de aço na capacidade resistente dos pilares mistos com $D = 200$ mm e $f_c = 55$ MPa (a), $D = 200$ mm e $f_c = 90$ MPa (b), $D = 600$ mm e $f_c = 55$ MPa (c) e $D = 600$ mm e $f_c = 90$ MPa (d).	72
4.5	Comparação entre os gráficos de força <i>versus</i> deslocamento dos pilares mistos C-600-30-L-55 e C-600-60-L-55.	72
4.6	Influência do índice de esbeltez reduzido na capacidade resistente dos pilares mistos com $D = 200$ mm, $t = 6,67$ mm e $D/t = 30$ (a), $D = 200$ mm, $t = 3,33$ mm e $D/t = 60$ (b), $D = 600$ mm, $t = 20$ mm e $D/t = 30$ (c) e $D = 600$ mm, $t = 10$ mm e $D/t = 60$ (d).	73
4.7	Comparação entre os gráficos de força <i>versus</i> deslocamento dos pilares mistos C-200-60-S-90, C-200-60-I-90 e C-200-60-L-90.	74
4.8	Influência da resistência à compressão do concreto na capacidade resistente dos pilares mistos com $D = 200$ mm, $t = 6,67$ mm e $D/t = 30$ (a), $D = 200$ mm, $t = 3,33$ mm e $D/t = 60$ (b), $D = 600$ mm, $t = 20$ mm e $D/t = 30$ (c) e $D = 600$ mm, $t = 10$ mm e $D/t = 60$ (d).	75
4.9	Comparação entre os gráficos de força <i>versus</i> deslocamento dos pilares mistos C-200-60-I-55 e C-200-60-I-90.	75
4.10	Capacidades resistentes obtidas numericamente e analiticamente, pelas formulações das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2014), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), para os pilares mistos com $D = 200$ mm e $f_c = 55$ MPa (a), $D = 200$ mm e $f_c = 90$ MPa (b), $D = 600$ mm e $f_c = 55$ MPa (c) e $D = 600$ mm e $f_c = 90$ MPa (d).	78

4.11	Capacidades resistentes obtidas numericamente e analiticamente, pelas formulações das normas ABNT NBR 8800:2008 modificada (ABNT, 2014; LIEW E XIONG, 2015; CEN, 2004A), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), para os pilares mistos com $D = 200$ mm e $f_c = 55$ MPa (a), $D = 200$ mm e $f_c = 90$ MPa (b), $D = 600$ mm e $f_c = 55$ MPa (c) e $D = 600$ mm e $f_c = 90$ MPa (d).	80
B.1	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Abed et al. (2013).	106
B.2	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para a amostra selecionada no estudo de De Nardin e El Debs (2007).	106
B.3	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016).	107
B.3	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016).	108
B.3	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016).	109
B.4	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Giakoumelis e Lam (2004).	110
B.5	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Han et al. (2005).	110
B.5	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Han et al. (2005).	111
B.5	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Han et al. (2005).	112

B.6	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para a amostra selecionada no estudo de Johansson e Gylltoft (2002).	112
B.7	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Kilpatrick e Rangan (1999a).	113
B.8	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Kilpatrick e Rangan (1999b).	113
B.8	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Kilpatrick e Rangan (1999b).	114
B.8	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Kilpatrick e Rangan (1999b).	115
B.8	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Kilpatrick e Rangan (1999b).	116
B.9	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para a amostra selecionada no estudo de Liew e Xiong (2010 apud TAO ET AL., 2013B).	116
B.10	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Liew e Xiong (2012).	116
B.10	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Liew e Xiong (2012).	117
B.11	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Oliveira (2008).	117
B.11	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Oliveira (2008).	118

B.11 Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Oliveira (2008).	119
B.11 Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Oliveira (2008).	120
B.11 Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Oliveira (2008).	121
B.12 Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de O’Shea e Bridge (1997a,b apud O’ SHEA E BRIDGE, 2000).	121
B.12 Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de O’Shea e Bridge (1997a,b apud O’ SHEA E BRIDGE, 2000).	122
B.13 Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Perea (2010).	122
B.13 Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Perea (2010).	123
B.14 Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Portolés et al. (2011a).	123
B.14 Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Portolés et al. (2011a).	124
B.14 Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Portolés et al. (2011a).	125
B.14 Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Portolés et al. (2011a).	126

B.14	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Portolés et al. (2011a).	127
B.15	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Rangan e Joyce (1992).	127
B.15	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Rangan e Joyce (1992).	128
B.16	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Sakino et al. (2004).	128
B.16	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Sakino et al. (2004).	129
B.17	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para a amostra selecionada no estudo de Yu et al. (2007).	129
B.18	Comparação entre os gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para a amostra selecionada no estudo de Zeghiche e Chaoui (2005).	129

Resumo

A recente inclusão do concreto de alta resistência na norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 tende a contribuir para sua ampla utilização, inclusive em estruturas mistas. Devido à descon sideração desse material pela norma ABNT NBR 8800:2008, entretanto, e mesmo por normas internacionais, novas pesquisas se tornam necessárias para verificar a influência do acréscimo de resistência no comportamento de estruturas mistas de aço e concreto. Nesse contexto, o objetivo do presente trabalho foi desenvolver um modelo de elementos finitos capaz de avaliar a capacidade resistente e o comportamento estrutural de pilares mistos constituídos por perfis tubulares circulares de aço preenchidos com concreto de alta resistência. A análise numérica foi realizada a partir do programa comercial ABAQUS. Modelos matemáticos não lineares foram selecionados para descrever a relação entre a tensão e a deformação dos materiais, tendo sido incluído o efeito do confinamento do concreto. Outros aspectos acerca do desenvolvimento do modelo numérico são descritos neste trabalho, entre eles, a discretização da malha de elementos finitos, a modelagem da interface entre o aço e o concreto e a simulação das condições de contorno e do carregamento. A validação do modelo de elementos finitos foi realizada a partir de resultados de ensaios de compressão centrada e excêntrica encontrados na literatura. Um estudo paramétrico foi conduzido com a finalidade de verificar a influência de alguns parâmetros na capacidade resistente e no comportamento de pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência, a saber: diâmetro e espessura da parede do perfil de aço, índice de esbeltez reduzido do pilar misto e resistência à compressão do concreto. A capacidade resistente obtida numericamente nessa etapa foi comparada aos valores previstos pelas normas ABNT NBR 8800:2008, EN 1994-1-1:2004 e ANSI/AISC 360-16. Verificou-se que o modelo numérico subestimou a capacidade resistente dos pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada possivelmente devido à elevada imperfeição inicial global adotada. As normas ABNT NBR 8800:2008 e ANSI/AISC 360-16, por outro lado, forneceram os maiores e menores valores de capacidade resistente, respectivamente. A inclusão do fator de redução da resistência do concreto no dimensionamento prescrito pela norma ABNT NBR 8800:2008, entretanto, tornou seus resultados mais seguros, próximos aos obtidos pela formulação da norma EN 1994-1-1:2004.

Palavras-chave: pilar misto preenchido com concreto, concreto de alta resistência, estrutura mista, método dos elementos finitos.

Abstract

The recent inclusion of high-strength concrete in the Brazilian standard ABNT NBR 6118:2014 tends to contribute to its wide use, including composite structures. Due to the disregard of this material by ABNT NBR 8800:2008 and even by international standards, new research becomes necessary to verify the influence of the increasing strength in the behavior of composite structures of steel and concrete. In this context, the objective of the present work was to develop a finite element model to evaluate the bearing capacity and structural behavior of composite columns consisting of circular steel tubes filled with high-strength concrete. The numerical analysis was carried out through ABAQUS commercial software. Nonlinear mathematical models were selected to describe the stress-strain diagram of the materials, which included the confinement effect of concrete. Other aspects of the numerical model development are described in this work, including the discretization of the finite element mesh, the modeling of the interface between steel and concrete and the simulation of the boundary and loading conditions. The validation of the finite element model was performed from results of axial and eccentric compression tests found in the literature. A parametric study was conducted to verify the influence of some parameters on the bearing capacity and behavior of high-strength concrete-filled steel tube circular columns, namely: steel tube diameter and thickness, relative slenderness and concrete compressive strength. The bearing capacity obtained numerically in this step was compared to the values predicted by ABNT NBR 8800:2008, EN 1994-1-1:2004 and ANSI/AISC 360-16. It was verified that the numerical model underestimated the axial capacity of the high-strength concrete-filled steel tube circular columns possibly due to the high member imperfection adopted. ABNT NBR 8800:2008 and ANSI/AISC 360-16 standards provided the highest and lowest values of bearing capacity respectively. The inclusion of the concrete compressive strength reduction factor in the ABNT NBR 8800:2008 standard, made its results safer, close to those obtained by the formulation of EN 1994-1-1:2004.

Keywords: concrete-filled steel tube, high-strength concrete, composite structure, finite element method.

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações Iniciais

Definidas como elementos estruturais em que um ou mais perfis de aço suportam os esforços solicitantes em conjunto com o concreto, armado ou não, as estruturas mistas podem ser lajes mistas, vigas mistas ou pilares mistos. Nelas, a associação do aço e do concreto proporciona diversas melhorias em relação ao comportamento isolado de cada um desses materiais. De maneira geral, o aço confere maior resistência à tração e ductilidade ao concreto, ao passo que esse minimiza os problemas de instabilidade dos perfis estruturais. Para os pilares mistos, podem ser mencionadas ainda a proteção do aço contra o fogo e a corrosão oferecida pelo concreto e a otimização do canteiro de obras, devido ao menor consumo de formas.

Por outro lado, os avanços tecnológicos alcançados pelas indústrias produtoras de cimento nas últimas décadas, aliados ao advento das adições minerais e dos aditivos químicos, possibilitaram o surgimento do concreto de alta resistência. Além da elevada resistência à compressão ($f_{ck} \geq 55$ MPa, segundo ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — ABNT, 2015; EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION — CEN, 2000; AMERICAN CONCRETE INSTITUTE — ACI, 2013), esse material apresenta elevado módulo de elasticidade, baixa permeabilidade, resistência à abrasão e ao ataque de agentes agressivos e excelente aderência às armaduras e aos concretos já endurecidos. Essas características contribuem para elevar a vida útil e reduzir os custos de manutenção desse material que, por esse motivo, é muitas vezes denominado concreto de alto desempenho.

Nesse contexto, a recente inclusão do concreto de alta resistência na norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) tende a contribuir para sua ampla utilização, inclusive em estruturas mistas. Devido à desconsideração desse material pela norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), entretanto, e mesmo por normas internacionais (CEN, 2004B), novas pesquisas se tornam necessárias para verificar a influência do acréscimo de resistência no comportamento

das estruturas mistas de aço e concreto. Em longo prazo, essas pesquisas serão capazes de fornecer informações necessárias ao estabelecimento de modelos de cálculo e recomendações construtivas, evitando assim erros de segurança e proporcionando economia no projeto e construção de estruturas mistas com concreto de alta resistência.

1.2 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é desenvolver um modelo de elementos finitos capaz de avaliar a capacidade resistente e o comportamento estrutural de pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada.

1.3 Metodologia

Para alcançar o objetivo geral estabelecido para este trabalho, as seguintes etapas foram cumpridas:

- 1) Realização de uma revisão bibliográfica acerca dos pilares mistos preenchidos com concreto, com enfoque para as seções transversais de geometria circular e as classes de concreto de alta resistência;
- 2) Familiarização com o programa comercial ABAQUS, em sua versão 6.14 (DASSAULT SYSTEMES, 2014C);
- 3) Desenvolvimento de um modelo de elementos finitos considerando os critérios geralmente adotados na resolução de problemas envolvendo pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência, conforme observado na etapa de revisão bibliográfica;
- 4) Verificação do modelo desenvolvido a partir da elaboração de um banco de dados de estudos experimentais em pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência;
- 5) Realização de um estudo paramétrico para avaliar a influência de algumas propriedades geométricas e da resistência à compressão do concreto na capacidade resistente e no comportamento estrutural de pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada;

- 6) Avaliação da precisão das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION — AISC, 2016) na determinação da força axial de compressão resistente dos pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência a partir de uma comparação com os resultados obtidos no estudo paramétrico.

1.4 Conteúdo da Dissertação

Este trabalho foi dividido em 5 capítulos. Apresenta-se no Capítulo 2 uma revisão bibliográfica acerca dos pilares mistos preenchidos com concreto. As propriedades e o comportamento desses elementos estruturais são descritos, bem como algumas das pesquisas concluídas em âmbito nacional e internacional. Outro tema abordado nesse capítulo são as prescrições das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) para a determinação da capacidade resistente dos pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. Vale ressaltar que, no caso da norma europeia, as recomendações de Liew e Xiong (2015) são apresentadas com o intuito de estender o dimensionamento aos aços e concretos de resistência elevada.

Apresenta-se no Capítulo 3 o desenvolvimento do modelo de elementos finitos para alcançar o objetivo geral estabelecido para este trabalho. A utilização do programa comercial ABAQUS em sua versão 6.14 (DASSAULT SYSTEMES, 2014C) é pormenorizada, sendo incluídos aspectos acerca da discretização da malha de elementos finitos, da modelagem da interface entre o aço e o concreto, da simulação das condições de contorno e do carregamento e da seleção de modelos matemáticos para descrever a relação entre a tensão e a deformação dos materiais. Também é abordada nesse capítulo a verificação do modelo desenvolvido a partir de estudos experimentais encontrados na literatura.

Apresenta-se no Capítulo 4 o estudo paramétrico conduzido para avaliar a influência de alguns parâmetros na capacidade resistente e no comportamento estrutural de pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada, a saber: diâmetro e espessura da parede do perfil de aço, índice de esbeltez reduzido do pilar misto e resistência à compressão do concreto. Outro tema abordado nesse capítulo é a precisão das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B com inclusão das recomendações de Liew e Xiong, 2015) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) na determinação da força axial de compressão resistente desses pilares.

Por fim, apresentam-se no Capítulo 5 as conclusões obtidas com o desenvolvimento deste trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

2.1 Considerações Iniciais

Apresenta-se neste capítulo uma revisão bibliográfica acerca dos pilares mistos preenchidos com concreto. As propriedades e o comportamento desses elementos estruturais são descritos, bem como algumas das pesquisas concluídas em âmbito nacional e internacional. Outro tema abordado neste capítulo são as prescrições das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) para a determinação da capacidade resistente dos pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. Vale ressaltar que, no caso da norma europeia, as recomendações de Liew e Xiong (2015) são apresentadas com o intuito de estender o dimensionamento aos aços e concretos de resistência elevada.

2.2 Aspectos Gerais sobre Pilares Mistos Preenchidos com Concreto

Os pilares mistos de aço e concreto são elementos estruturais em que um ou mais perfis de aço suportam os esforços predominantemente de compressão em conjunto com o concreto, que pode ser armado ou não. Em função da posição do concreto na seção transversal, os pilares mistos podem ser classificados em totalmente revestidos, parcialmente revestidos ou preenchidos. Os pilares totalmente ou parcialmente revestidos são constituídos por perfis de aço de seção aberta, conforme apresentado na Figura 2.1, sendo armaduras longitudinais e transversais requeridas para garantir a integridade dos elementos (ABNT, 2008; CEN, 2004B; AISC, 2016). Os pilares preenchidos, por outro lado, são constituídos por perfis de aço tubulares e podem ou não dispor de armaduras e perfis de aço adicionais, conforme ilustrado na Figura 2.2.

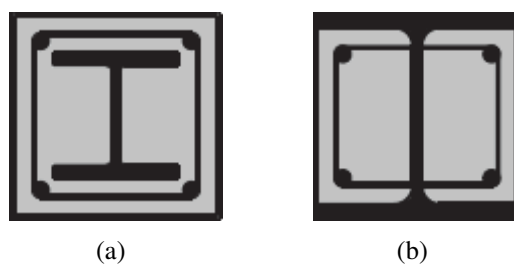


Figura 2.1: Pilares mistos totalmente (a) e parcialmente (b) revestidos com concreto. Fonte: CEN (2004B).

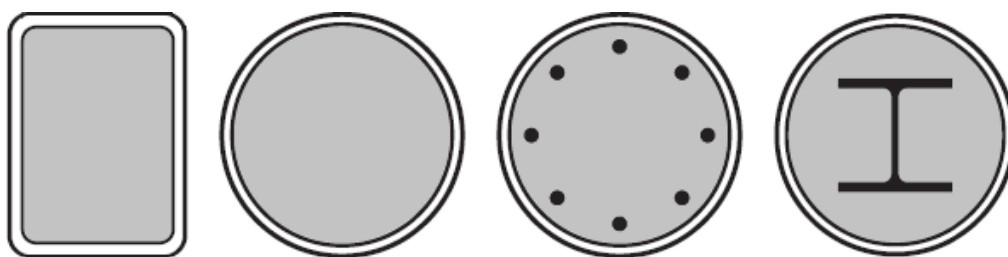


Figura 2.2: Pilares mistos preenchidos com concreto. Fonte: CEN (2004B).

A associação do aço e do concreto nos pilares mistos proporciona diversas melhorias em relação ao comportamento isolado de cada um desses materiais. De maneira geral, o aço confere maior resistência à tração e ductilidade ao concreto, ao passo que este minimiza os problemas de instabilidade dos perfis estruturais. Han et al. (2014) afirmam, entretanto, que o desempenho dos pilares mistos está sujeito à associação entre a resistência ao escoamento do aço (f_y) e a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}).

Para os pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão, Liew e Xiong (2015) afirmam que é necessário garantir que o escoamento do perfil de aço ocorra antes do concreto atingir sua tensão máxima. Caso essa condição não seja satisfeita, a força de compressão resistente da seção transversal mista à plastificação total não é atingida devido à falha do concreto de alta resistência, que em termos reológicos, comporta-se fragilmente. Dessa maneira, a seleção dos materiais deve ser tal que a deformação correspondente ao escoamento do aço seja menor que a deformação correspondente à tensão máxima do concreto. Apresenta-se na Tabela 2.1 a classificação de algumas associações entre aços e concretos em pilares mistos preenchidos realizada por Liew e Xiong (2015) a partir das prescrições das normas europeias EN 1992-1-1:2004 (CEN, 2004A) e EN 1993-1-1:2005 (CEN, 2005).

A interação entre o aço e o concreto nos pilares mistos ocorre pelos mecanismos de adesão, rugosidade e fricção, que em conjunto compõem a aderência natural da interface (JOHANSSON, 2002 apud OLIVEIRA, 2008)¹, e, em alguns casos, por meio de conectores de cisalhamento

¹JOHANSSON, M. *Composite action and confinement effects in tubular steel-concrete columns*. Tese (Doutorado) — Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2002.

Tabela 2.1: Compatibilidade entre as resistências dos materiais nos pilares mistos preenchidos com concreto.

f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)						
	235	275	355	420	460	500	550
12	R	R	R	NR	NR	NR	NR
16	R	R	R	NR	NR	NR	NR
20	R	R	R	NR	NR	NR	NR
25	R	R	R	R	NR	NR	NR
30	R	R	R	R	NR	NR	NR
35	R	R	R	R	R	NR	NR
40	R	R	R	R	R	NR	NR
45	R	R	R	R	R	R	NR
50	R	R	R	R	R	R	NR
55	R	R	R	R	R	R	NR
60	R	R	R	R	R	R	NR
70	R	R	R	R	R	R	R
80	R	R	R	R	R	R	R
90	R	R	R	R	R	R	R

Observações:

- 1) "R" indica associação recomendada (materiais compatíveis).
- 2) "NR" indica associação não recomendada (materiais incompatíveis).

Fonte: Liew e Xiong (2015).

soldados ao perfil de aço.

Os pilares mistos preenchidos com concreto possuem como principal característica a elevada capacidade resistente em relação aos pilares puramente de aço ou de concreto armado. Apresentam-se como exemplos na Figura 2.3 as capacidades resistentes obtidas por Han et al. (2014) para pilares curtos puramente de aço e de concreto armado e para um pilar misto curto preenchido com concreto destituído de armaduras. Vale ressaltar que o perfil de aço e o núcleo de concreto do pilar misto possuem as mesmas dimensões que os pilares puramente de aço e de concreto armado, respectivamente. Observa-se na Figura 2.3(a) que a capacidade resistente do pilar misto mostrou-se superior à soma das capacidades resistentes registradas para os pilares puramente de aço e de concreto armado, o que se deve ao confinamento do núcleo de concreto pelo perfil de aço. Além disso, o pilar misto apresentou maior ductilidade que os demais, conforme apresentado na Figura 2.3(b).

É importante notar que a capacidade resistente dos pilares mistos preenchidos com concreto depende ainda da forma de introdução do carregamento, sendo possível a aplicação da força de compressão na seção transversal de aço, na seção transversal de concreto ou na totalidade da

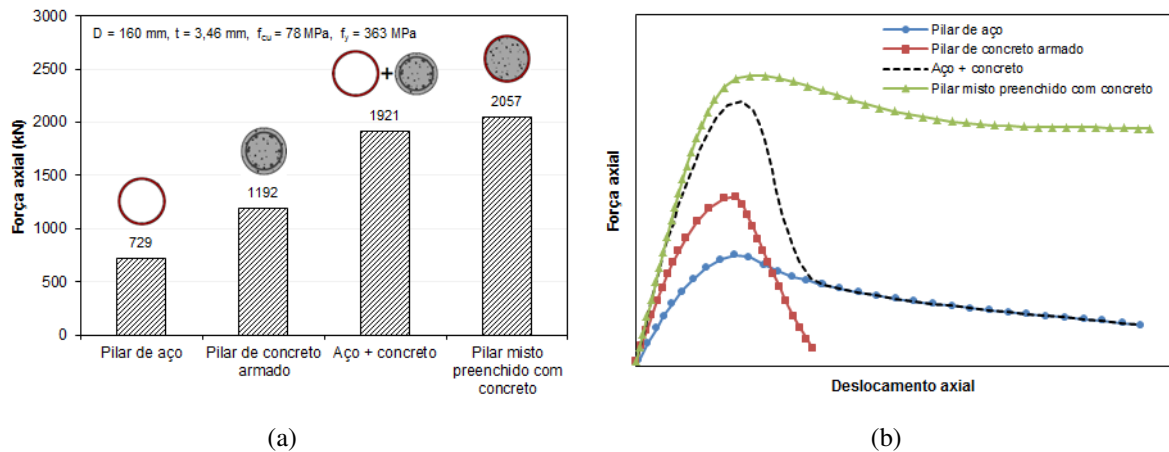


Figura 2.3: Comportamento estrutural de um pilar misto curto preenchido com concreto em relação a pilares puramente de aço e de concreto armado. Fonte: Han et al. (2014).

seção transversal mista. Johansson e Gylltoft (2002) obtiveram capacidades resistentes próximas para um pilar curto puramente de aço e um pilar misto curto preenchido com concreto com força aplicada na seção transversal de aço. Ocorre, nesse caso, uma separação entre os materiais, uma vez que a força aplicada é muito superior às tensões de cisalhamento na interface. Dessa maneira, o efeito do confinamento não é mobilizado. Por outro lado, quando a força de compressão é aplicada na seção transversal de concreto, o confinamento do núcleo do pilar pelo perfil de aço ocorre desde os estágios iniciais do carregamento. Johansson e Gylltoft (2002) obtiveram para essa forma de aplicação da força de compressão a capacidade resistente mais elevada. Quando o carregamento é aplicado na seção transversal mista, por fim, o efeito do confinamento é mobilizado somente quando a expansão lateral do concreto torna-se suficiente para produzir tensões circunferenciais significativas no perfil de aço. As capacidades resistentes obtidas nessa configuração são, portanto, intermediárias (JOHANSSON E GYLLTOFT, 2002).

Apresenta-se na Figura 2.4 a comparação entre os modos de falha de pilares curtos puramente de aço e de concreto em relação a pilares mistos curtos preenchidos com concreto. É possível constatar nessa figura que, para o pilar misto, as semiondas de flambagem são direcionadas somente para o exterior do perfil de aço. Além disso, o esmagamento do concreto ocorre de forma mais dúctil (HAN ET AL., 2014). Vale ressaltar que a flambagem local do perfil de aço geralmente acontece após ser atingida a capacidade resistente do pilar misto preenchido com concreto. Além disso, esse estado-limite último é pouco frequente nas seções transversais de geometria circular em comparação às quadradas ou retangulares.

A maior capacidade resistente dos pilares mistos preenchidos com concreto em relação aos pilares puramente de aço ou de concreto armado implica em elementos estruturais com menores seções transversais, o que contribui para o aumento das áreas livres das edificações e para a

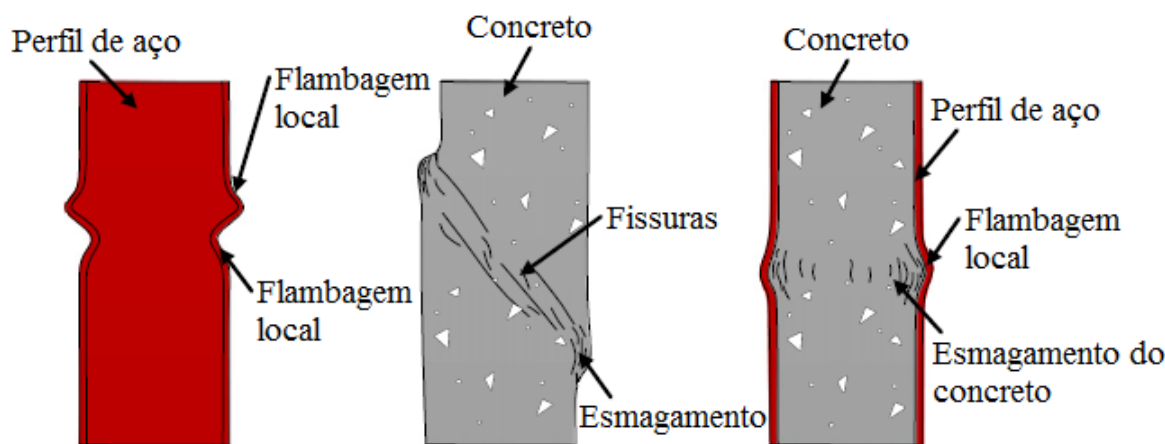


Figura 2.4: Modos de falha esquemáticos de pilares curtos puramente de aço e de concreto em relação a pilares mistos curtos preenchidos com concreto. Fonte: Han et al. (2014).

diminuição do carregamento sobre o sistema de fundação. De acordo com Ho et al. (2014), as dimensões dos pilares mistos preenchidos com concreto podem ser de 10% a 30% menores em relação aos pilares de concreto armado. Essa redução no consumo de materiais leva a construções mais econômicas e sustentáveis, uma vez que a diminuição do uso de água e energia, entre outros recursos, é significativa.

Por outro lado, o concreto dos pilares mistos funciona como proteção contra o fogo tanto para os pilares revestidos quanto para os preenchidos, sendo que, no último caso, o núcleo de concreto funciona como uma espécie de dissipador, reduzindo o emprego de materiais específicos para esse fim (SHAKIR-KHALIL, 1994 apud DE NARDIN, 1999).²

Durante a execução dos pilares mistos preenchidos com concreto, os perfis de aço funcionam como elementos resistentes até que o concreto seja lançado e atinja a resistência requerida em projeto. Além disso, os perfis de aço são utilizados como formas, o que reduz os custos com materiais e mão-de-obra, bem como o tempo de execução da estrutura.

Devido a todas as vantagens apresentadas, os pilares mistos preenchidos com concreto são empregados em diversos sistemas estruturais, entre eles os de edifícios altos, viadutos, pontes, portos e plataformas marítimas.

2.3 Estado da Arte

Apresentam-se a seguir algumas das pesquisas concluídas em âmbito nacional e internacional sobre pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência.

²SHAKIR-KHALIL, H. Experimental study of concrete-filled rectangular hollow section columns. *Structural Engineering Review*, v. 6, n. 2, p. 85-96, 1994.

De Nardin (1999) conduziu um estudo experimental em 6 amostras de pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada com o objetivo de avaliar a influência da geometria da seção transversal e da espessura da parede do perfil de aço na capacidade resistente e no comportamento estrutural dessas amostras. É importante observar que foram analisadas seções transversais circulares, quadradas e retangulares e um concreto com resistência média à compressão igual a 50 MPa. Um modelo de elementos finitos foi desenvolvido a partir do programa comercial ANSYS (versão 5.4) com o objetivo de disponibilizar uma ferramenta para futuras análises de pilares mistos preenchidos com concreto axialmente comprimidos. Os resultados obtidos nas etapas experimental e numérica foram comparados às prescrições de diversas normas técnicas, a fim de verificar sua precisão no cálculo da capacidade resistente de pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada.

Shams e Saadeghvaziri (1999) conduziram um estudo numérico em pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. O modelo de elementos finitos foi verificado a partir de estudos experimentais encontrados na literatura. Um estudo paramétrico foi realizado com o objetivo de avaliar a influência de alguns parâmetros na capacidade resistente e no comportamento estrutural dos pilares, a saber: geometria da seção transversal, razão D/t (onde D e t são o diâmetro externo e a espessura da parede do perfil de aço, respectivamente), razão L/D (onde L é o comprimento do pilar misto), resistência ao escoamento do aço e resistência à compressão do concreto. Vale ressaltar que foram analisadas seções transversais circulares e quadradas e classes de concreto de resistência normal e alta. A partir dos resultados obtidos nessa etapa, os autores estabeleceram modelos matemáticos para determinar algumas propriedades mecânicas do perfil de aço e do concreto nos pilares mistos axialmente comprimidos, levando em conta a interação entre esses dois materiais.

Ellobody et al. (2006) conduziram um estudo numérico em pilares mistos circulares preenchidos com concreto utilizando o programa comercial ABAQUS (versão 6.3). O modelo de elementos finitos foi verificado a partir de resultados de ensaios de compressão centrada encontrados na literatura. Um estudo paramétrico foi realizado com o objetivo de avaliar a influência da razão D/t do perfil de aço e da resistência à compressão do concreto na capacidade resistente e no comportamento estrutural dos pilares. É importante observar que foram analisadas classes de concreto de resistência normal e alta. Os resultados obtidos nessa etapa foram comparados às prescrições de diversas normas técnicas, a fim de verificar sua confiabilidade no cálculo da capacidade resistente de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada.

Tao et al. (2008) utilizaram 2194 resultados de ensaios de compressão centrada e excêntrica encontrados na literatura para avaliar a precisão da norma australiana AS 5100.6-2004

(STANDARDS AUSTRALIA, 2004) na determinação da capacidade resistente de pilares mistos preenchidos com concreto. Embora não fossem o foco do trabalho, as prescrições de outras normas técnicas, como a EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e a ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005), também foram avaliadas. Vale ressaltar que os estudos experimentais utilizados como referência incluíam seções transversais circulares e retangulares e classes de concreto de resistência normal e alta. A influência de parâmetros como a razão entre a largura e a espessura da parede do perfil de aço, a resistência ao escoamento do aço e a resistência à compressão do concreto na aproximação entre os resultados experimentais e analíticos foi verificada. Finalizada essa etapa, informações relevantes foram disponibilizadas para futuras revisões da norma AS 5100.6-2004 (STANDARDS AUSTRALIA, 2004).

Portolés et al. (2011b) conduziram um estudo numérico com o objetivo de desenvolver um modelo computacionalmente eficiente para a realização de um extenso estudo paramétrico em pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão excêntrica. O modelo numérico foi verificado a partir de estudos experimentais encontrados na literatura. As propriedades avaliadas no estudo paramétrico foram a razão D/t , a razão L/D , a resistência à compressão do concreto e a excentricidade do carregamento. É importante observar que foram analisadas classes de concreto de resistência normal e alta. A partir dos resultados obtidos nessa etapa, os autores elaboraram recomendações para o dimensionamento de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão excêntrica, as quais evidenciaram a importância do uso do concreto de alta resistência em relação ao de resistência normal.

Tao et al. (2013b) conduziram um estudo numérico em pilares mistos preenchidos com concreto utilizando o programa comercial ABAQUS (versão 6.12). Nesse trabalho, um novo diagrama de tensão *versus* deformação válido para concreto confinado por perfil de aço foi elaborado. Além disso, valores padronizados pelo programa para alguns parâmetros do concreto foram substituídos por formulações encontradas na literatura, que dependem da resistência à compressão desse material. Outros aspectos acerca do desenvolvimento do modelo numérico foram descritos no trabalho, entre eles, a discretização da malha de elementos finitos, a modelagem da interface entre o aço e o concreto e a simulação das condições de contorno e do carregamento. O modelo de elementos finitos foi verificado a partir de 340 resultados de ensaios de compressão centrada encontrados na literatura. Os resultados obtidos nessa etapa foram comparados aos auferidos a partir do modelo desenvolvido por Han et al. (2007), que tem sido amplamente utilizado.

Ho et al. (2014) conduziram um estudo experimental em 11 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada com o objetivo de avaliar o desempenho de anéis e barras de aço na restrição da expansão lateral

do perfil de aço e, conseqüentemente, na melhoria do confinamento do núcleo de concreto. Os anéis foram soldados ao redor dos perfis de aço, enquanto as barras foram instaladas nos planos das seções transversais e fixadas por porcas nas paredes externas dos perfis, sem protensão inicial. O desempenho desses dispositivos foi avaliado pela análise dos gráficos de força *versus* deslocamento, dos coeficientes de Poisson, das capacidades resistentes e das rigidezes obtidas para as amostras. A partir de um estudo analítico, os autores estabeleceram modelos matemáticos para determinar a força axial de compressão resistente de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência confinados por anéis de aço.

Semelhantemente a Ho et al. (2014), Lai e Ho (2014) conduziram um estudo experimental em 62 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada e confinados por anéis de aço. Os parâmetros variados nos ensaios foram a espessura da parede do perfil de aço, a resistência à compressão do concreto, a presença ou ausência de anéis e o espaçamento longitudinal entre eles. É importante observar que foram investigadas classes de concreto de resistência normal e alta. O desempenho dos anéis de aço foi avaliado pela análise dos coeficientes de Poisson, das capacidades resistentes e das rigidezes obtidas para as amostras. A partir de um estudo analítico, os autores estabeleceram três modelos matemáticos para determinar a força axial de compressão resistente de pilares mistos circulares preenchidos com concreto confinados e não confinados por anéis de aço. A precisão de um desses modelos foi verificada a partir dos resultados obtidos na etapa experimental, bem como de resultados de ensaios de compressão centrada encontrados na literatura.

Aslani et al. (2015) utilizaram 497 resultados de ensaios de compressão centrada encontrados na literatura para avaliar a precisão das normas EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B), ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005) e AS 5100.6-2004 (STANDARDS AUSTRALIA, 2004), entre outras, na determinação da capacidade resistente de pilares mistos preenchidos com concreto. Vale ressaltar que os estudos experimentais utilizados como referência incluíam seções transversais circulares e retangulares e classes de concreto de resistência normal e alta. A influência de parâmetros como a razão entre a largura e a espessura da parede do perfil de aço, a resistência ao escoamento do aço e a resistência à compressão do concreto na aproximação entre os resultados experimentais e analíticos foi verificada. A partir de um estudo estatístico, os autores estabeleceram formulações simplificadas para determinar a capacidade resistente de pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada.

Gomes (2015) conduziu um estudo numérico em pilares mistos circulares preenchidos com concreto utilizando o programa comercial ANSYS (versão 14.0). O modelo de elementos finitos foi verificado a partir de resultados de ensaios de compressão centrada e excêntrica encontrados na literatura. Um estudo paramétrico foi realizado com o objetivo de avaliar a influência

de alguns parâmetros na capacidade resistente e no comportamento estrutural dos pilares, a saber: diâmetro e espessura da parede do perfil de aço, comprimento do pilar misto, resistência à compressão do concreto e excentricidade do carregamento. É importante observar que foram analisadas classes de concreto de resistência normal e alta. Os resultados obtidos nessa etapa foram comparados às prescrições das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-10 (AISC, 2010), a fim de verificar sua aplicabilidade no cálculo da capacidade resistente de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada e excêntrica.

Lai e Varma (2015) conduziram um estudo analítico em pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada com o objetivo de tornar menos conservador o dimensionamento de seções transversais semicompactas e esbeltas prescrito pela norma ANSI/AISC 360-10 (AISC, 2010). As modificações propostas por esses autores foram obtidas a partir de relações efetivas entre tensão e deformação desenvolvidas para o aço e o concreto, que levam em conta efeitos decorrentes de imperfeições geométricas, flambagem local, tensões circunferenciais no perfil de aço e tensões de confinamento sobre o núcleo de concreto.

Liew e Xiong (2015) conduziram um estudo analítico em pilares mistos preenchidos com concreto com o objetivo de estender o dimensionamento prescrito pela norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) a aços com resistência ao escoamento até 550 MPa e concretos com resistência à compressão até 90 MPa. As modificações propostas por esses autores para a formulação da norma supramencionada foram verificadas a partir de 2033 resultados de ensaios encontrados na literatura. Outros temas relevantes abordados nesse trabalho são: associações possíveis entre aços e concretos de resistência elevada em pilares mistos preenchidos, conexões entre vigas e pilares, bases de pilares, soldabilidade de aços e controle de qualidade de concretos de resistência elevada, proteção contra o fogo e dimensionamento em temperatura elevada de pilares mistos preenchidos com concreto.

Por terem sido utilizados na verificação do modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho, os estudos experimentais conduzidos por Abed et al. (2013), De Nardin e El Debs (2007), Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016), Giakoumelis e Lam (2004), Han et al. (2005), Johansson e Gylltoft (2002), Kilpatrick e Rangan (1999a,b), Lee et al. (2011), Liew e Xiong (2010

apud TAO ET AL., 2013B; 2012)³, Neogi et al. (1969 apud RANGAN E JOYCE, 1992)⁴, Oliveira (2008), O’Shea e Bridge (1997a,b apud O’ SHEA E BRIDGE, 2000)^{5,6}, Perea (2010), Portolés et al. (2011a), Rangan e Joyce (1992), Sakino et al. (2004), Yu et al. (2007) e Zeghiche e Chaoui (2005) são descritos no Capítulo 3.

2.4 Prescrições de Normas Técnicas

2.4.1 ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) e ABNT NBR 16239:2013 (ABNT, 2013A)

O dimensionamento por método simplificado de pilares mistos preenchidos com concreto prescrito pela norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) aplica-se às seções transversais de geometria circular ou retangular, duplamente simétricas e constantes ao longo do comprimento dos pilares. Vale ressaltar que, nesse caso, as seções transversais quadradas são consideradas um caso particular das retangulares.

Quanto aos materiais, o aço dos perfis estruturais deve ter resistência ao escoamento máxima de 450 MPa e razão entre as resistências à ruptura e ao escoamento mínima de 1,18. O concreto, por sua vez, deve ter densidade normal e resistência característica à compressão entre 20 e 50 MPa. A norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) permite que os pilares mistos preenchidos com concreto sejam fabricados sem quaisquer armaduras, desde que elas sejam dispensadas no dimensionamento em situação de incêndio. Caso contrário, o projeto das mesmas deve atender aos requisitos das normas ABNT NBR 14323:2013 (ABNT, 2013B) e ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014). Apresentam-se na Tabela 2.2 os coeficientes de minoração da resistência dos materiais preconizados pela norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008).

Para a aplicação do método simplificado prescrito pela norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), devem ser obedecidos limites referentes ao fator de contribuição do aço, ao índice de esbeltez reduzido do pilar misto, à área da seção transversal da armadura longitudinal e à razão entre a altura e a largura da seção transversal de geometria retangular, os quais são

³LIEW, J. Y. R.; XIONG, D. X. Ultra-high strength concrete filled columns for highrise buildings. In: *Proceedings of the 4th International Conference on Steel and Composite Structures*, Sydney, Australia. 2010. p. 82–93.

⁴NEOGI, P. K.; SEN, H. K.; CHAPMAN, J. C. Concrete-filled tubular steel columns under eccentric loading. *Structural Engineer*, v. 47, n. 5, p. 187–195, 1969.

⁵O’ SHEA, M. D.; BRIDGE, R. Q. *Tests on circular thin-walled steel tubes filled with medium and high strength concrete*. Research Report R755, Department of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia, 1997a.

⁶O’ SHEA, M. D.; BRIDGE, R. Q. *Tests on circular thin-walled steel tubes filled with very high strength concrete*. Research Report R754, Department of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia, 1997b.

Tabela 2.2: Coeficientes de minoração da resistência dos materiais segundo a norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008).

Aço	Concreto	Armadura
1,10	1,40	1,15

apresentados nas Equações 2.1 a 2.4.

$$0,2 < \delta = \frac{A_s f_{yd}}{N_{pl,Rd}} < 0,9 \quad (2.1)$$

$$\lambda \leq 2,0 \quad (2.2)$$

$$A_{sr} \leq 0,04A_c \quad (2.3)$$

$$0,2 \leq h/b \leq 5,0 \quad (2.4)$$

onde:

δ é o fator de contribuição do aço;

A_s é a área da seção transversal do perfil de aço;

f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço;

$N_{pl,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal mista à plastificação total, calculada de acordo com a Equação 2.8;

λ é o índice de esbeltez reduzido do pilar misto, calculado de acordo com a Equação 2.10;

A_{sr} é a área da seção transversal da armadura longitudinal;

A_c é a área da seção transversal do núcleo de concreto;

h é a altura da seção transversal de geometria retangular;

b é a largura da seção transversal de geometria retangular.

Vale ressaltar que os pilares mistos fora dos limites estabelecidos pela Equação 2.1 devem ser dimensionados como pilares puramente de concreto ($\delta \leq 0,2$) ou de aço ($\delta \geq 0,9$). Além disso, para o dimensionamento em situação de incêndio, a área da seção transversal da armadura longitudinal pode exceder o limite apresentado na Equação 2.3.

O método simplificado prescrito pela norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) pressupõe que a flambagem local não é um estado-limite último preponderante. Para que essa hipótese seja verdadeira, as Equações 2.5 e 2.6 devem ser satisfeitas para os pilares mistos preenchidos com concreto de seção transversal circular e retangular, respectivamente.

$$D/t \leq 0,15 \frac{E_s}{f_y} \quad (2.5)$$

$$b/t \leq 2,26 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad (2.6)$$

onde:

E_s é o módulo de elasticidade do aço, adotado igual a 200.000 MPa pela norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008).

É importante observar que a largura utilizada para definir a razão entre a largura e a espessura da parede do perfil de aço na Equação 2.6 deve corresponder à maior entre as dimensões da seção transversal de geometria retangular.

Para os pilares mistos submetidos à compressão centrada, o método simplificado prescrito pela norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) determina que a Equação 2.7 seja satisfeita.

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \quad (2.7)$$

onde:

N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo;

N_{Rd} é a força axial resistente de cálculo do pilar misto axialmente comprimido sujeito à instabilidade por flexão;

χ é o fator de redução associado à resistência à compressão, calculado de acordo com as Equações 2.9 a 2.13.

A força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal mista à plastificação total é dada pela soma das forças correspondentes a cada um dos componentes do pilar, conforme apresentado na Equação 2.8.

$$N_{pl,Rd} = A_s f_{yd} + \alpha A_c f_{cd} + A_{sr} f_{sd} \quad (2.8)$$

onde:

α é um coeficiente igual a 0,95 ou 0,85 para os pilares mistos preenchidos com concreto de seção transversal circular ou retangular, respectivamente;

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão;

f_{sd} é a resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal.

O método simplificado prescrito pela norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) assume que as imperfeições iniciais dos pilares mistos são consistentes com aquelas adotadas na determinação da resistência de barras de aço submetidas à compressão centrada. Dessa maneira, a curva de flambagem utilizada para ambos elementos estruturais é a mesma, conforme apresentado na Equação 2.9 e na Figura 2.5.

$$\chi = \begin{cases} 0,658\lambda^2 & (\lambda \leq 1,5) \\ \frac{0,877}{\lambda^2} & (\lambda > 1,5) \end{cases} \quad (2.9)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (2.10)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(EI)_{eff}}{(KL)^2} \quad (2.11)$$

$$(EI)_{eff} = E_s I_s + 0,7E_c I_c + E_{sr} I_{sr} \quad (2.12)$$

$$E_c = 4760\sqrt{f_{ck}} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.13)$$

onde:

$N_{pl,Rk}$ é a força axial de compressão resistente característica da seção transversal mista à plastificação total, calculada a partir da eliminação dos coeficientes de minoração da resistência dos materiais na Equação 2.8;

N_{cr} é a força axial de flambagem elástica;

$(EI)_{eff}$ é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista;

K é o coeficiente de flambagem por flexão;

I_s é o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

I_c é o momento de inércia da seção transversal do núcleo de concreto não fissurado;

E_{sr} é o módulo de elasticidade da armadura longitudinal;

I_{sr} é o momento de inércia da seção transversal da armadura longitudinal.

Vale ressaltar que a Equação 2.12 foi estabelecida pela norma ABNT NBR 16239:2013 (ABNT, 2013A), que trata do projeto de estruturas de aço e mistas de aço e concreto com perfis tubulares.

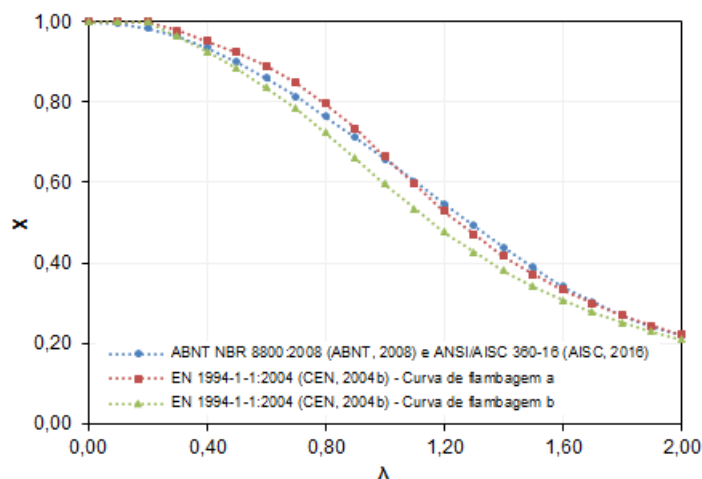


Figura 2.5: Curvas de flambagem preconizadas pelas normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) para o dimensionamento de pilares mistos preenchidos concreto submetidos à compressão centrada.

2.4.2 EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e Liew e Xiong (2015)

O dimensionamento por método simplificado de pilares mistos preenchidos com concreto prescrito pela norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) aplica-se às seções transversais de geometria circular ou retangular, duplamente simétricas e constantes ao longo do comprimento dos pilares. Por outro lado, os perfis de aço empregados nesses elementos estruturais podem ser laminados, soldados ou formados a frio.

Quanto aos materiais, o aço dos perfis estruturais deve ter resistência ao escoamento entre 235 e 460 MPa e razão entre as resistências à ruptura e ao escoamento mínima de 1,10. O concreto, por sua vez, deve ter densidade normal e resistência característica à compressão entre 20 e 50 MPa. As recomendações de Liew e Xiong (2015) são apresentadas nesta seção com o intuito de estender o dimensionamento prescrito pela norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) a aços com resistência ao escoamento até 550 MPa e concretos com resistência característica à compressão até 90 MPa. Assim como observado para a norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), os pilares mistos preenchidos com concreto podem ser fabricados sem quaisquer armaduras, desde que elas sejam dispensadas no dimensionamento em situação de incêndio. Apresentam-se na Tabela 2.3 os coeficientes de minoração da resistência dos materiais preconizados pela norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B).

Para a aplicação do método simplificado prescrito pela norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B), devem ser obedecidos limites referentes ao fator de contribuição do aço, ao índice de esbeltez reduzido do pilar misto, à área da seção transversal da armadura longitudinal e à razão entre a altura e a largura da seção transversal de geometria retangular, os quais são apresentados

Tabela 2.3: Coeficientes de minoração da resistência dos materiais segundo a norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B).

Aço	Concreto	Armadura
1,00	1,50	1,15

Fonte: CEN (2004A, 2005).

nas Equações 2.14 a 2.17.

$$0,2 \leq \delta = \frac{A_s f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9 \quad (2.14)$$

$$\lambda \leq 2,0 \quad (2.15)$$

$$A_{sr} \leq 0,06A_c \quad (2.16)$$

$$0,2 \leq h/b \leq 5,0 \quad (2.17)$$

onde:

$N_{pl,Rd}$ é calculada de acordo com as Equações 2.21 ou 2.23.

Os efeitos da flambagem local podem ser desconsiderados no dimensionamento desde que as Equações 2.18 e 2.19 sejam satisfeitas para os pilares mistos preenchidos com concreto de seção transversal circular e retangular, respectivamente.

$$D/t \leq 90 \frac{235}{f_y} \quad (2.18)$$

$$b/t \leq 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (2.19)$$

É importante observar que a largura utilizada para definir a razão entre a largura e a espessura da parede do perfil de aço na Equação 2.19 deve corresponder à maior entre as dimensões da seção transversal de geometria retangular.

Para os pilares mistos submetidos à compressão centrada, o método simplificado prescrito pela norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) determina que a Equação 2.20 seja satisfeita.

$$\frac{N_{Sd}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (2.20)$$

A força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal mista à plastificação total é dada pela soma das forças correspondentes a cada um dos componentes do pilar, conforme apresentado na Equação 2.21. Vale ressaltar que o fator de redução da resistência do concreto, recomendado por Liew e Xiong (2015) e prescrito originalmente pela norma EN 1992-1-1:2004 (CEN, 2004A), procura levar em conta a menor contribuição desse material para a capacidade resistente dos pilares mistos preenchidos quando classes com resistência característica à compressão superior a 50 MPa são empregadas (LIEW E XIONG, 2015).

$$N_{pl,Rd} = A_s f_{yd} + \eta A_c f_{cd} + A_{sr} f_{sd} \quad (2.21)$$

onde:

η é o fator de redução da resistência do concreto, calculado de acordo com a Equação 2.22.

$$0,8 \leq \eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \leq 1,0 \quad (2.22)$$

Para contabilizar os ganhos de resistência do núcleo de concreto decorrentes do efeito do confinamento, as Equações 2.23 a 2.27 devem ser utilizadas em substituição à Equação 2.21, desde que a geometria da seção transversal seja circular, a resistência característica do concreto à compressão seja menor ou igual a 90 MPa, o índice de esbeltez reduzido do pilar misto seja menor ou igual a 0,5 e a razão entre a excentricidade do carregamento e o diâmetro da seção transversal seja menor que 0,1.

$$N_{pl,Rd} = \eta_s A_s f_{yd} + \eta A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{D} \frac{f_y}{\eta f_{ck}} \right) + A_{sr} f_{sd} \quad (2.23)$$

$$\eta_s = \begin{cases} \eta_{s0} + (10e/D)(1 - \eta_{s0}) & (e/D) \leq 0,1 \\ 1,0 & (e/D) > 0,1 \end{cases} \quad (2.24)$$

$$\eta_{s0} = 0,25(3 + 2\lambda) \leq 1,0 \quad (2.25)$$

$$\eta_c = \begin{cases} \eta_{c0}(1 - 10e/D) & (e/D) \leq 0,1 \\ 0 & (e/D) > 0,1 \end{cases} \quad (2.26)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\lambda + 17\lambda^2 \geq 0 \quad (2.27)$$

onde:

e é a excentricidade do carregamento.

O fator de redução associado à resistência à compressão é determinado de acordo com as Equações 2.28 e 2.29 e com a Tabela 2.4, que apresenta a seleção da curva de flambagem em função da configuração da seção transversal do pilar misto. Destaca-se que as curvas de flambagem adotadas pela norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) para o dimensionamento de pilares mistos preenchidos com concreto foram ilustradas na Figura 2.5.


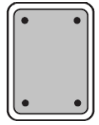


$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad (2.28)$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad (2.29)$$

onde:

α é o fator de imperfeição, adotado igual a 0,21 ou 0,34 para as curvas de flambagem a ou b , respectivamente.

Tabela 2.4: Curvas de flambagem e imperfeições dos pilares mistos preenchidos com concreto segundo a norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e Liew e Xiong (2015).

Seção transversal	Limites	Eixo de flambagem	Curva de flambagem	Imperfeição	Fonte
	$\rho_{sr} \leq 3\%$	Qualquer	a	$L/300$	CEN (2004B)
	$3\% < \rho_{sr} \leq 6\%$	Qualquer	b	$L/200$	CEN (2004B)
	$\rho_{sr} \leq 3\%$	Qualquer	b	$L/200$	Liew e Xiong (2015)
	$3\% < \rho_{sr} \leq 6\%$	Qualquer	b	$L/200$	CEN (2004B)
	–	Qualquer	b	$L/200$	CEN (2004B)
	–	Qualquer	b	$L/200$	Liew e Xiong (2015)

Observações:

1) $\rho_{sr} = A_{sr}/A_c$.

Por fim, o índice de esbeltez reduzido do pilar misto deve ser calculado de acordo com as Equações 2.10, 2.11 e 2.21, admitindo-se para a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista o valor obtido a partir das Equações 2.30 a 2.32.

$$(EI)_{eff} = E_s I_s + 0,6 E_{c,eff} I_c + E_{sr} I_{sr} \quad (2.30)$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)} \quad (2.31)$$

$$E_c = 22000 \left(\frac{\eta f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.32)$$

onde:

E_s é adotado igual a 210.000 MPa pela norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B, 2005);

$E_{c,eff}$ é o módulo de elasticidade efetivo do concreto;

φ é o coeficiente de fluência do concreto, calculado de acordo com as prescrições da norma EN 1992-1-1:2004 (CEN, 2004A);

$N_{G,Sd}$ é a parcela da força axial solicitante de cálculo devida às ações permanentes.

2.4.3 ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016)

O dimensionamento de pilares mistos preenchidos com concreto prescrito pela norma ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) aplica-se às seções transversais duplamente simétricas de geometria circular ou retangular. Os perfis de aço empregados nesses pilares podem ser laminados, soldados ou formados a frio. Além disso, a área da seção transversal desse componente deve obedecer o limite estabelecido pela Equação 2.33.

$$A_s \geq 0,01(A_s + A_c + A_{sr}) \quad (2.33)$$

Quanto aos materiais, o aço dos perfis estruturais deve ter resistência ao escoamento máxima de 525 MPa. O concreto, por sua vez, deve ter resistência característica à compressão mínima de 21 MPa e máxima de 41 ou 69 MPa, para as densidades baixa ou normal, respectivamente. Classes de concreto com resistências mais elevadas são permitidas pela norma ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), desde que os incrementos acima do valores máximos estabelecidos não sejam utilizados na determinação da força axial de compressão resistente da seção transversal mista à plastificação total, mas somente da rigidez efetiva à flexão.

A norma ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) classifica as seções transversais dos pilares mistos preenchidos com concreto em compactas, semcompactas ou esbeltas. As seções compactas são aquelas em que a razão entre a largura e a espessura da parede do perfil de aço é

menor ou igual a λ_p (D/t ou $b/t \leq \lambda_p$)⁷. As seções semicompactas, por outro lado, possuem razão entre a largura e a espessura da parede do perfil de aço maior que λ_p e menor ou igual a λ_r ($\lambda_p < D/t$ ou $b/t \leq \lambda_r$). As seções esbeltas, por fim, são aquelas em que a razão entre a largura e a espessura da parede do perfil de aço é maior que λ_r (D/t ou $b/t > \lambda_r$). Apresentam-se na Tabela 2.5 os valores dos parâmetros de esbeltez limite para seções compactas e semicompactas em função da geometria da seção transversal, bem como o valor máximo permitido para os pilares mistos de aço e concreto. Vale ressaltar que, para essa norma, o módulo de elasticidade do aço é adotado igual a 200.000 MPa.

Tabela 2.5: Parâmetros de esbeltez limite para classificação quanto à flambagem local das seções transversais dos pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada segundo a norma ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016).

Geometria da seção transversal	λ_p	λ_r	Valor máximo permitido
Circular	$0,15 \frac{E_s}{f_y}$	$0,19 \frac{E_s}{f_y}$	$0,31 \frac{E_s}{f_y}$
Retangular	$2,26 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$

A força axial resistente de cálculo do pilar misto submetido à compressão centrada é dada pela expressão $0,75P_n$, calculada de acordo com a Equação 2.34. Vale ressaltar que o valor obtido pela expressão apresentada deve ser maior ou igual à força axial resistente de cálculo do perfil de aço isolado, determinada a partir do dimensionamento de barras de aço comprimidas.

$$P_n = \begin{cases} P_{no} \left(0,658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) & \left(\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2,25 \right) \\ 0,877 P_e & \left(\frac{P_{no}}{P_e} > 2,25 \right) \end{cases} \quad (2.34)$$

⁷Segundo a norma ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), a largura utilizada para definir a razão entre a largura e a espessura da parede do perfil de aço dos pilares mistos preenchidos com concreto de seção transversal retangular deve corresponder à maior entre as dimensões internas do perfil.

onde:

P_n é a força axial resistente nominal do pilar misto axialmente comprimido sujeito à instabilidade por flexão;

P_{no} é a força axial de compressão resistente nominal da seção transversal mista à plastificação total, calculada de acordo com as Equações 2.35 a 2.38;

P_e é a força axial de flambagem elástica, calculada de acordo com as Equações 2.39 a 2.42.

$$P_{no} = \begin{cases} P_p & \text{(Seções compactas)} \\ P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} \left(\frac{D}{t} - \lambda_p \right)^2 & \text{(Seções semcompactas circulares)} \\ P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} \left(\frac{b}{t} - \lambda_p \right)^2 & \text{(Seções semcompactas retangulares)} \\ A_s F_{cr} + 0,7 f_{ck} \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) & \text{(Seções esbeltas)} \end{cases} \quad (2.35)$$

$$P_p = A_s f_y + C_2 f_{ck} \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (2.36)$$

$$P_y = A_s f_y + 0,7 f_{ck} \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (2.37)$$

$$F_{cr} = \begin{cases} \frac{0,72 f_y}{\left(\frac{D}{t} \frac{f_y}{E_s} \right)^{0,2}} & \text{(Seções transversais circulares)} \\ \frac{9 E_s}{(b/t)^2} & \text{(Seções transversais retangulares)} \end{cases} \quad (2.38)$$

onde:

C_2 é um coeficiente igual a 0,95 ou 0,85 para os pilares mistos preenchidos com concreto de seção transversal circular ou retangular, respectivamente.

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(KL)^2} \quad (2.39)$$

$$(EI)_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c + E_s I_{sr} \quad (2.40)$$

$$C_3 = 0,45 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_s + A_c + A_{sr}} \right) \leq 0,9 \quad (2.41)$$

$$E_c = 0,043w_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.42)$$

onde:

w_c é a massa específica do concreto, adotada entre 1500 e 2500 kg/m³ pela norma ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016).

Capítulo 3

Modelagem Numérica

3.1 Considerações Iniciais

Apresenta-se neste capítulo o desenvolvimento do modelo de elementos finitos para alcançar o objetivo geral estabelecido para este trabalho. A utilização do programa comercial ABAQUS em sua versão 6.14 (DASSAULT SYSTÈMES, 2014C) é pormenorizada, sendo incluídos aspectos acerca da discretização da malha de elementos finitos, da modelagem da interface entre o aço e o concreto, da simulação das condições de contorno e do carregamento e da seleção de modelos matemáticos para descrever a relação entre a tensão e a deformação dos materiais. Também é abordada neste capítulo a verificação do modelo desenvolvido a partir de estudos experimentais encontrados na literatura.

3.2 Descrição Geral do Modelo Numérico

3.2.1 Elementos finitos e malha

Nos pilares mistos submetidos à compressão centrada, os perfis de aço foram representados por elementos do tipo S4R, enquanto, para o concreto, foram selecionados elementos do tipo C3D8R. O elemento S4R, ilustrado na Figura 3.1(a), corresponde a um elemento finito de casca de 4 nós com 6 graus de liberdade por nó (deslocamentos e rotações segundo as direções X, Y e Z) e integração reduzida em um único ponto de Gauss. Por sua vez, o elemento C3D8R corresponde a um elemento finito sólido tridimensional de 8 nós com 3 graus de liberdade por nó (deslocamentos segundo as direções X, Y e Z) e integração reduzida em um único ponto de Gauss (Figura 3.1(b)). Vale ressaltar que os elementos de integração reduzida foram priorizados neste trabalho devido ao menor custo computacional a eles associado.

Para os pilares mistos submetidos à compressão excêntrica, procurou-se manter os mesmos

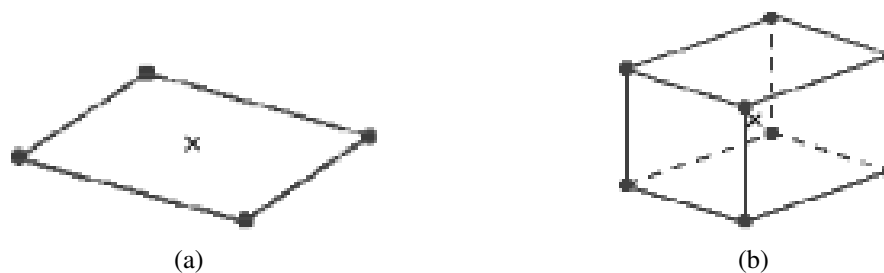


Figura 3.1: Elementos finitos dos tipos S4R (a) e C3D8R (b).

critérios adotados para os modelos de carregamento centrado. Entretanto, devido a problemas de convergência verificados durante a modelagem, elementos do tipo C3D8R foram selecionados para representar ambos os componentes de aço e concreto.

A discretização da malha de elementos finitos foi realizada com base nos estudos de convergência conduzidos por Tao et al. (2013b). Segundo esses autores, para razão de aspecto (razão entre as dimensões do elemento finito nas direções longitudinal e transversal) inferior a 3, as diferenças entre os gráficos de força *versus* deformação resultantes das simulações podem ser desprezadas. Dessa maneira, a dimensão média dos elementos finitos ao longo das seções transversais foi assumida igual a $D/15$, enquanto, na direção longitudinal, um valor 2,5 vezes maior foi adotado. Para os perfis de aço representados por elementos do tipo C3D8R, foram atribuídos ainda 2 elementos finitos ao longo da espessura.

As técnicas de discretização utilizadas na modelagem foram as de malha estruturada e malha por varredura. A técnica de malha estruturada consiste na transformação da malha de uma forma regular, como um cubo ou um paralelepípedo, na malha da região que se deseja discretizar. Na malha por varredura, por outro lado, o programa gera a discretização de uma face, no caso de um modelo tridimensional, para então realizar a varredura dessa malha ao longo de uma trajetória preestabelecida. Segundo Dassault Systèmes (2014b), essa técnica é geralmente utilizada em geometrias mais complexas e seu resultado pode ser otimizado ao se alterar a trajetória de varredura.

3.2.2 Interface entre o aço e o concreto

Nos pilares mistos submetidos à compressão centrada, a interface entre o aço e o concreto foi modelada a partir da interação do tipo contato entre duas superfícies, que requer sua classificação em mestra e escrava. Segundo Dassault Systèmes (2014a), a superfície mestra deve corresponder àquela com maior área, composta pelo material mais rígido ou com a malha menos refinada, nessa ordem. Dessa maneira, a superfície interna do perfil de aço foi definida como superfície mestra e a superfície externa do núcleo de concreto, como superfície escrava.

Na direção normal à interface, foi adotada a formulação que permite a separação das superfícies, quando tracionadas, e impede a penetração da superfície mestra na superfície escrava, quando comprimidas (*hard contact*). Na direção tangencial, por outro lado, foi adotado um coeficiente de atrito igual a 0,6 (TAO ET AL., 2013B; HAN ET AL., 2007).

Nos pilares mistos submetidos à compressão excêntrica, por outro lado, as superfícies de aço e concreto foram impedidas de deslocar entre si a fim de diminuir a complexidade do modelo. Uma justificativa para essa decisão consiste no fato de que, quando o carregamento é aplicado simultaneamente às seções de aço e concreto, o deslizamento entre as superfícies desses materiais é pequeno e, conseqüentemente, os resultados da análise tornam-se pouco sensíveis às propriedades do atrito na interface.

3.2.3 Condições de contorno e aplicação do carregamento

Nos pilares mistos submetidos à compressão centrada, somente um quarto da geometria dos pilares foi modelada devido à dupla simetria do problema, conforme apresentado na Figura 3.2(a). As condições de contorno devidas a essa condição foram atribuídas ao plano XZ, que foi impedido de deslocar na direção do eixo Y e de girar em torno dos eixos X e Z, e ao plano YZ, que foi impedido de deslocar na direção do eixo X e de girar em torno dos eixos Y e Z. Analogamente, para os pilares mistos submetidos à compressão excêntrica, somente metade da geometria dos pilares foi modelada (Figura 3.2(b)). Nesse caso, as condições de contorno devidas à simetria foram atribuídas ao plano XZ, que foi impedido de deslocar na direção do eixo Y e de girar em torno dos eixos X e Z.

Restrições do tipo corpo rígido foram criadas para ligar as seções transversais de aço e concreto do topo e da base dos pilares a pontos de referência. Conforme ilustrado na Figura 3.2, a localização desses pontos coincidiu com o centro das seções transversais nos modelos de carregamento centrado e com a excentricidade do carregamento investigada, em cada caso, nos modelos de carregamento excêntrico. Segundo Thai et al. (2014), esse artifício garante que as extremidades dos pilares permaneçam planas durante as simulações e dispensa a inclusão de placas de extremidade ou enrijecedores nos modelos.

Para a eliminação das placas de extremidade e enrijecedores dos modelos de pilares mistos curtos submetidos à compressão centrada, Tao et al. (2013b) afirmam ainda que todos os deslocamentos e rotações devem ser impedidos, exceto pelo deslocamento da extremidade carregada no sentido do carregamento. Nos pilares mistos sem esses dispositivos, por outro lado, as rotações e o deslocamento da extremidade carregada no sentido do carregamento devem ser permitidos. Apesar disso, Tao et al. (2013b) afirmam que as condições de contorno de pilares mistos curtos submetidos à compressão centrada apresentam influência pouco significativa

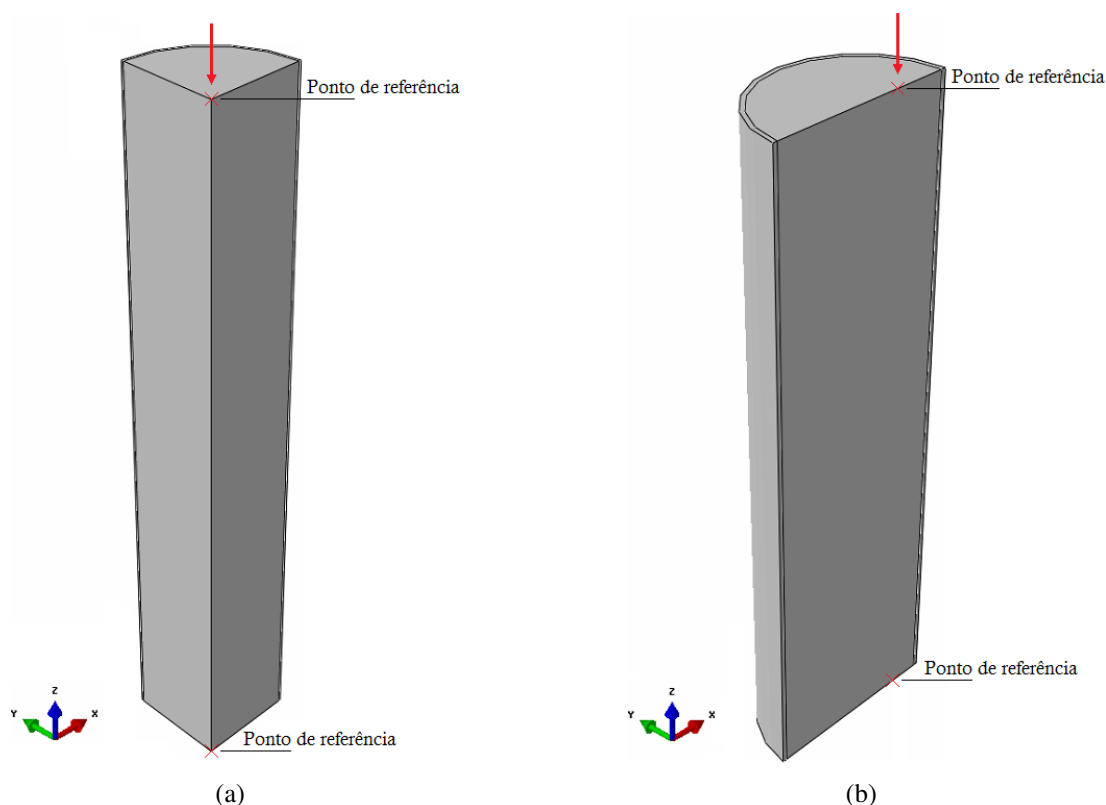


Figura 3.2: Pontos de referência utilizados na modelagem para atribuição das condições de contorno de extremidade e aplicação do carregamento.

sobre os gráficos de força *versus* deformação resultantes das simulações.

Dessa maneira, todos os deslocamentos e rotações foram impedidos nos modelos de carregamento centrado, exceto pelo deslocamento da extremidade carregada no sentido do carregamento. Nos modelos de carregamento excêntrico, as vinculações modeladas coincidiram com aquelas adotadas nos estudos experimentais utilizados como referência para a verificação do modelo numérico desenvolvido. É importante observar que, em todos os casos, as condições de contorno foram atribuídas aos pontos de referência apresentados na Figura 3.2.

Para a resolução dos modelos de pilares mistos submetidos à compressão centrada, foi utilizado o método de Newton-Raphson com incremento de deslocamentos no ponto de referência do topo de cada pilar analisado. Dessa forma, a força total em cada simulação foi atribuída à reação atuante nesse ponto. Nos modelos de carregamento excêntrico, por outro lado, foi utilizado o método de Riks modificado com aplicação de força no ponto de referência. Segundo Dassault Systèmes (2014a), esse método é indicado para prever o colapso instável e geometricamente não linear de uma estrutura, onde a rigidez pode apresentar valor negativo em um dado incremento. As considerações de geometria não linear foram incluídas na modelagem para simulação de grandes deslocamentos.

3.2.4 Imperfeições iniciais e tensões residuais

As imperfeições iniciais locais e as tensões residuais apresentam influência significativa sobre o comportamento estrutural de pilares puramente de aço. Para os pilares mistos, entretanto, esses efeitos são minimizados pelo preenchimento com concreto. Nesse sentido, Tao et al. (2011) afirmam que os deslocamentos fora do plano dos perfis de aço causados pela expansão do concreto desempenham um papel similar ao das imperfeições locais. No caso das imperfeições iniciais globais, Tao et al. (2013b) afirmam que seu efeito sobre os pilares mistos preenchidos com concreto pode ser desprezado desde que a razão L/D esteja entre 2 e 5. Nesse intervalo, esses autores observaram que as diferenças entre os gráficos de força *versus* deformação resultantes das simulações são pouco significativas.

Pelas razões apresentadas, as imperfeições iniciais locais e as tensões residuais dos perfis de aço foram desconsideradas neste trabalho. As imperfeições iniciais globais, por outro lado, foram modeladas sempre que essa informação foi disponibilizada nos estudos experimentais utilizados como referência para a verificação do modelo numérico desenvolvido.

3.3 Propriedades dos Materiais

3.3.1 Aço

Para a correta avaliação do comportamento estrutural de pilares mistos preenchidos com concreto, o comportamento não linear do aço deve ser considerado. O diagrama real de tensão *versus* deformação desse material, entretanto, é complexo e inclui regiões de comportamento elástico e plástico, sendo a última caracterizada pelos fenômenos do escoamento, do encruamento e da estricção seguida da ruptura do material. Nesse contexto, diferentes simplificações têm sido adotadas para descrever a relação entre a tensão e a deformação do aço em análises não lineares via método dos elementos finitos. Alguns exemplos são apresentados na Figura 3.3.

Tao et al. (2013b) e Thai et al. (2014) afirmam, no entanto, que a seleção de um modelo matemático que estabeleça a relação entre a tensão e a deformação do aço apresenta influência pouco significativa sobre a capacidade resistente e o comportamento estrutural de pilares mistos preenchidos com concreto.

Neste trabalho, o modelo constitutivo de plasticidade disponível na biblioteca do ABAQUS (DASSAULT SYSTÈMES, 2014C) foi utilizado para modelar o comportamento mecânico do aço. Para o diagrama de tensão *versus* deformação, adotou-se a formulação desenvolvida por Tao et al. (2013a) para aços com resistência ao escoamento entre 200 e 800 MPa, a qual é

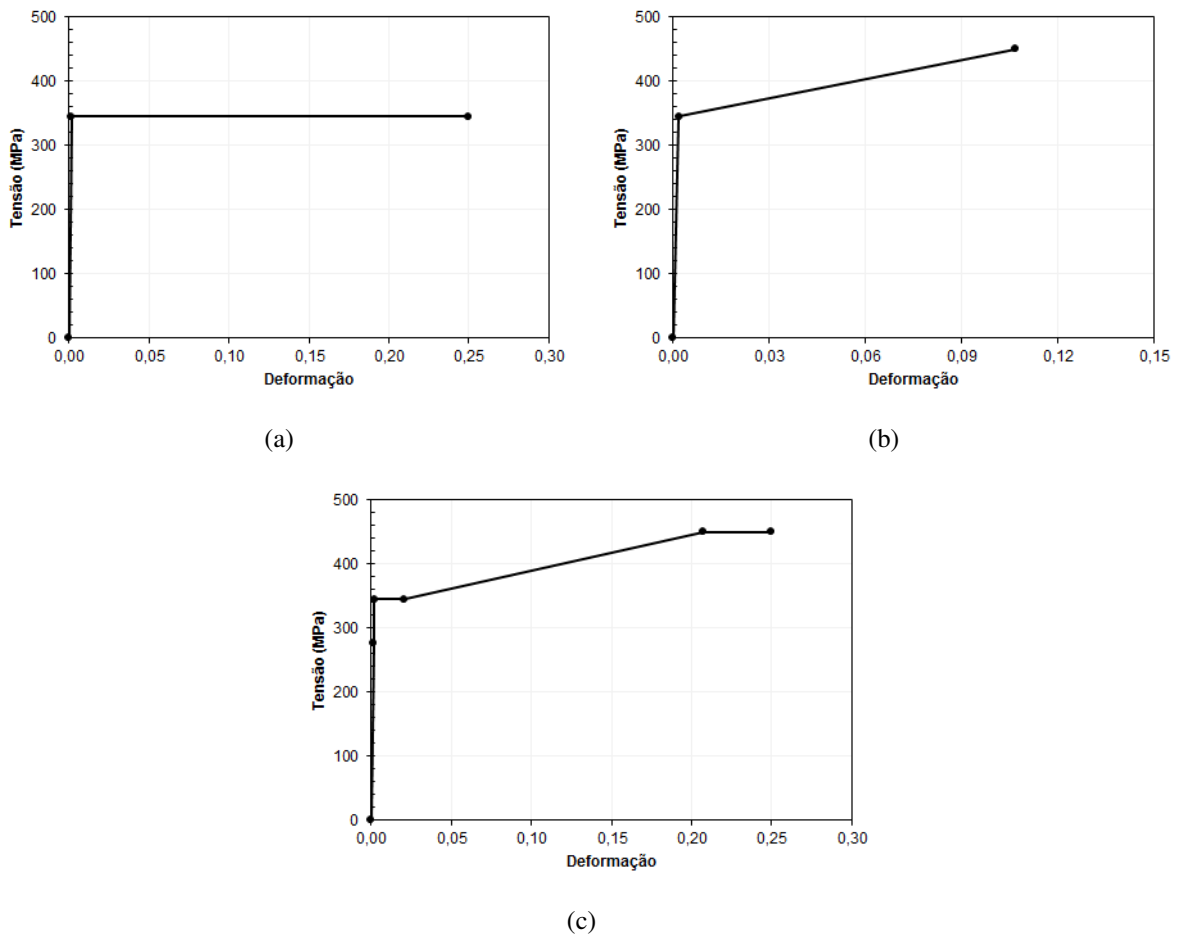


Figura 3.3: Diagramas de tensão *versus* deformação do aço ASTM A572 Grau 50 admitindo-se para esse material comportamento elástico perfeitamente plástico (a), comportamento elasto-plástico com encruamento linear (b) e comportamento elastoplástico com encruamento multilinear (c).

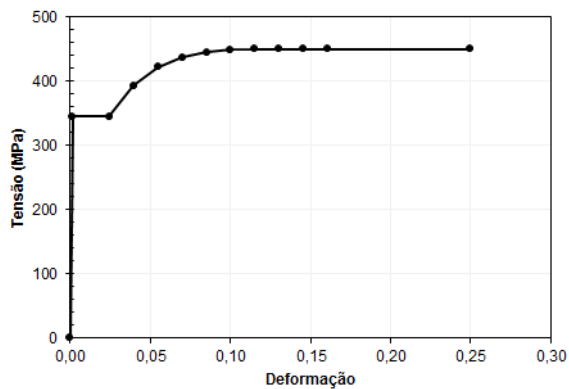


Figura 3.4: Diagrama de tensão *versus* deformação do aço ASTM A572 Grau 50 segundo o modelo matemático desenvolvido por Tao et al. (2013a).

apresentada na Equação 3.1 e na Figura 3.4.

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & 0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y \leq \varepsilon_s < \varepsilon_p \\ f_u - (f_u - f_y) \cdot \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_s}{\varepsilon_u - \varepsilon_p} \right)^p & \varepsilon_p \leq \varepsilon_s < \varepsilon_u \\ f_u & \varepsilon_s \geq \varepsilon_u \end{cases} \quad (3.1)$$

onde:

σ_s é a tensão do aço;

ε_s é a deformação do aço;

ε_y é a deformação correspondente ao escoamento do aço, calculada de acordo com a Equação 3.2;

ε_p é a deformação correspondente ao início do encruamento, calculada de acordo com a Equação 3.3;

f_u é resistência à ruptura do aço, calculada de acordo com a Equação 3.4, em casos de indisponibilidade de dados experimentais;

ε_u é a deformação correspondente à ruptura do aço, calculada de acordo com a Equação 3.5;

p é o expoente relacionado ao encruamento, calculado de acordo com a Equação 3.6.

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_p = \begin{cases} 15\varepsilon_y & f_y \leq 300 \text{ MPa} \\ [15 - 0,018(f_y - 300)]\varepsilon_y & 300 < f_y \leq 800 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.3)$$

$$f_u = \begin{cases} [1,6 - 2 \cdot 10^{-3}(f_y - 200)]f_y & 200 \leq f_y \leq 400 \text{ MPa} \\ [1,2 - 3,75 \cdot 10^{-4}(f_y - 400)]f_y & 400 < f_y \leq 800 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_u = \begin{cases} 100\varepsilon_y & f_y \leq 300 \text{ MPa} \\ [100 - 0,15(f_y - 300)]\varepsilon_y & 300 < f_y \leq 800 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.5)$$

$$p = 0,02E_s \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_p}{f_u - f_y} \right) \quad (3.6)$$

Tendo em vista que a análise de pós-ruptura envolve deformações inelásticas elevadas, os

valores do diagrama nominal de tensão *versus* deformação do aço devem ser transformados em valores verdadeiros através das Equações 3.7 e 3.8. Além disso, a tensão verdadeira deve estar associada à parcela plástica da deformação verdadeira, conforme apresentado na Equação 3.9. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do aço, por fim, foram adotados iguais a 200.000 MPa e 0,30, salvo indicação em contrário.

$$\sigma_{tru} = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_{tru} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{tru} - \frac{\sigma_{tru}}{E} \quad (3.9)$$

onde:

σ_{tru} é a tensão verdadeira;

σ_{nom} é a tensão nominal;

ε_{nom} é a deformação nominal;

ε_{tru} é a deformação verdadeira;

ε_{pl} é a deformação plástica.

3.3.2 Concreto

O modelo constitutivo de plasticidade e dano (*concrete damaged plasticity*) disponível na biblioteca do ABAQUS (DASSAULT SYSTÈMES, 2014C) foi utilizado neste trabalho para modelar o comportamento mecânico do concreto. Para o diagrama de tensão *versus* deformação na compressão, adotou-se a formulação desenvolvida por Tao et al. (2013b) para concreto confinado por perfil de aço, uma vez que a adoção do diagrama do concreto não confinado gera resultados inconsistentes com observações experimentais de que o trecho descendente se torna menos inclinado com o aumento das tensões de confinamento (TAO ET AL., 2013B). Conforme apresentado na Figura 3.5, o diagrama selecionado é composto por três trechos principais, detalhados a seguir.

Nas etapas iniciais do carregamento, as tensões de confinamento sobre o núcleo de concreto são insignificantes, o que se deve à baixa expansão lateral sofrida por esse material em relação ao aço. Dessa maneira, o trecho ascendente do diagrama de tensão *versus* deformação proposto por Tao et al. (2013b), definido pela Equação 3.10 (SAMANI E ATTARD, 2012), coincide com o trecho correspondente do diagrama do concreto não confinado.

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{AX + BX^2}{1 + (A - 2)X + (B + 1)X^2} \quad 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{c0} \quad (3.10)$$

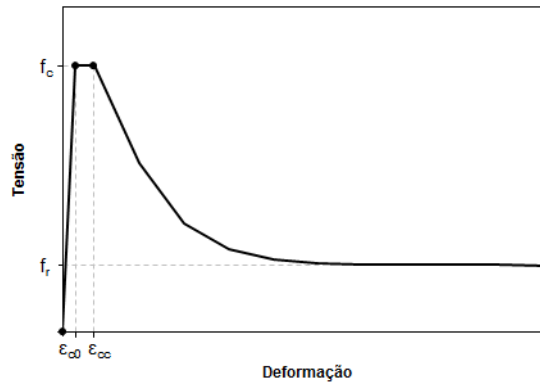


Figura 3.5: Diagrama de tensão *versus* deformação do concreto comprimido segundo o modelo matemático desenvolvido por Tao et al. (2013b).

onde:

σ_c é a tensão do concreto;

A , B e X são parâmetros calculados de acordo com as Equações 3.11, 3.12 e 3.13, respectivamente;

ε_{c0} é a deformação correspondente à resistência à compressão do concreto não confinado, calculada de acordo com a Equação 3.14 (DE NICOLO ET AL., 1994).

$$A = \frac{E_c \varepsilon_{c0}}{f_c} \quad (3.11)$$

$$B = \frac{(A - 1)^2}{0,55} - 1 \quad (3.12)$$

$$X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \quad (3.13)$$

$$\varepsilon_{c0} = 0,00076 + \sqrt{(0,626f_c - 4,33) \cdot 10^{-7}} \quad 10 \leq f_c \leq 100 \text{ MPa} \quad (3.14)$$

Vale ressaltar que, para os casos de indisponibilidade de dados experimentais, o módulo de elasticidade do concreto foi determinado a partir das prescrições da norma ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014; Equação 3.15), considerando-se agregados graúdos de granito e gnaíse. O término do trecho elástico do diagrama de tensão *versus* deformação, por outro lado, foi atribuído à tensão correspondente a $0,40f_c$, conforme recomendações do CEN (2004A).

$$E_c = \begin{cases} \alpha_E \cdot \alpha_i \cdot 5600\sqrt{f_c} & 20 \leq f_c \leq 50 \text{ MPa} \\ \alpha_E \cdot \alpha_i \cdot 21500 \left(\frac{f_c}{10} + 1, 25 \right)^{1/3} & 55 \leq f_c \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.15)$$

onde:

α_E é um coeficiente em função da natureza do agregado, definido de acordo com a Equação 3.16;

α_i é o parâmetro para determinação do módulo de elasticidade secante do concreto, calculado de acordo com a Equação 3.17.

$$\alpha_E = \begin{cases} 1, 20 & \text{para agregados graúdos de basalto e diabásio;} \\ 1, 00 & \text{para agregados graúdos de granito e gnaisse;} \\ 0, 90 & \text{para agregados graúdos de calcário;} \\ 0, 70 & \text{para agregados graúdos de arenito.} \end{cases} \quad (3.16)$$

$$\alpha_i = 0, 8 + \frac{f_c}{400} \leq 1, 0 \quad (3.17)$$

O trecho seguinte do diagrama de tensão *versus* deformação do concreto consiste em um platô delimitado pelos pontos de coordenadas (f_c, ε_{c0}) e (f_c, ε_{cc}) , que são calculadas de acordo com as Equações 3.14 e 3.18 (SAMANI E ATTARD, 2012). Segundo Tao et al. (2013b), a inclusão desse trecho procura representar o aumento da deformação correspondente à tensão máxima devido ao efeito do confinamento. Esses autores afirmam ainda que os ganhos de resistência devidos ao efeito do confinamento são calculados para esse trecho durante a simulação, através da interação entre os componentes de aço e concreto.

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = e^k \quad (3.18)$$

onde:

ε_{cc} é a deformação correspondente à resistência à compressão do concreto confinado;

k é um parâmetro calculado de acordo com as Equações 3.19 (SAMANI E ATTARD, 2012) e 3.20 (TAO ET AL., 2013B).

$$k = (2, 9224 - 0, 00367f_c) \left(\frac{f_B}{f_c} \right)^{0,3124+0,002f_c} \quad (3.19)$$

$$f_B = \frac{(1 + 0,027f_y)e^{-0,02D/t}}{1 + 1,6e^{-10}f_c^{4,8}} \quad (3.20)$$

onde:

f_B é a tensão de confinamento sobre o núcleo de concreto no ponto de coordenadas (f_c , ε_{cc}). Segundo Tao et al. (2013b), esse termo foi determinado por uma análise de regressão realizada a partir de resultados obtidos numericamente e considerando-se que no ponto de coordenadas (f_c , ε_{cc}) a capacidade resistente do pilar misto é atingida.

O trecho descendente do diagrama de tensão *versus* deformação proposto por Tao et al. (2013b) é calculado de acordo com a Equação 3.21, desenvolvida por Binici (2005).

$$\sigma_c = f_r + (f_c - f_r)e^{-\left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{cc}}{\alpha}\right)^\beta} \quad \varepsilon \geq \varepsilon_{cc} \quad (3.21)$$

onde:

f_r é a tensão residual, calculada de acordo com a Equação 3.22 (TAO ET AL., 2013B);

α é um parâmetro calculado de acordo com a Equação 3.23 (TAO ET AL., 2013B);

β é um coeficiente tomado igual a 1,20 para pilares mistos preenchidos com concreto de seção transversal circular (TAO ET AL., 2013B).

$$f_r = 0,7f_c(1 - e^{-1,38\xi}) \leq 0,25f_c \quad (3.22)$$

$$\alpha = 0,04 - \frac{0,036}{1 + e^{6,08\xi - 3,49}} \quad (3.23)$$

onde:

ξ é o índice de confinamento, calculado de acordo com a Equação 3.24.

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_c} \quad (3.24)$$

Assim como verificado para o aço, os valores do diagrama nominal de tensão *versus* deformação do concreto comprimido devem ser transformados em valores verdadeiros de tensão e deformação plástica através das Equações 3.7 a 3.9.

O comportamento mecânico do concreto tracionado, por outro lado, foi considerado linear até a resistência à tração desse material, que foi calculada a partir das prescrições da norma

ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014; Equação 3.25). Acima desse valor, o conceito de energia de fratura, apresentado na Equação 3.26 (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, 1993), foi utilizado.

$$f_t = \begin{cases} 0,3f_c^{2/3} & f_c \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,12 \ln(1 + 0,11f_c) & 55 \leq f_c \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.25)$$

$$G_F = (0,0469d_{max}^2 - 0,5d_{max} + 26) \cdot \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0,7} \quad (3.26)$$

onde:

f_t é a resistência à tração do concreto;

G_F é a energia de fratura (N/m);

d_{max} é a dimensão máxima do agregado graúdo, adotada igual a 20 mm em casos de indisponibilidade de dados experimentais.

Como o carregamento avaliado neste trabalho é monotônico, as variáveis de dano não foram definidas no modelo, seja para o comportamento à compressão ou à tração (TAO ET AL., 2013B).

Outros parâmetros requeridos pelo modelo de plasticidade e dano para a descrição do comportamento mecânico do concreto são a razão entre as resistências à compressão nos estados biaxial e uniaxial de tensão, a razão entre os segundos invariantes de tensão nos meridianos de tração e compressão, o ângulo de dilatância e os parâmetros de excentricidade e de viscosidade. Aguiar (2015) afirma que esses valores controlam a expansão das equações de comportamento do material em estado uniaxial para o estado multiaxial de tensão.

Segundo Dassault Systèmes (2014a), o valor padrão para a razão entre as resistências à compressão do concreto nos estados biaxial e uniaxial de tensão é 1,16. Papanikolaou e Kappos (2007) propõem, no entanto, que essa razão seja determinada a partir da Equação 3.27, tendo em vista que seu valor diminui com o aumento da resistência do concreto.

$$\frac{f_{b0}}{f_c} = \frac{1,5}{f_c^{0,075}} \quad (3.27)$$

onde:

f_{b0} é a resistência à compressão do concreto no estado biaxial de tensão.

Segundo Dassault Systèmes (2014a), o valor padrão para a razão entre os segundos invariantes de tensão nos meridianos de tração e compressão é 2/3. O estudo experimental conduzido

por Seow e Swaddiwudhipong (2005) indica, entretanto, que essa razão está compreendida entre 0,50 e 1,00. Tao et al. (2013b) afirmam que esse parâmetro influencia o comportamento estrutural dos pilares mistos preenchidos com concreto somente após a ruptura, sendo que uma diminuição em seu valor eleva a capacidade resistente do pilar misto, conforme ilustrado na Figura 3.6. Esses autores recomendam que a razão entre os segundos invariantes de tensão nos meridianos de tração e compressão seja calculada de acordo com a Equação 3.28, a qual foi determinada substituindo-se a Equação 3.27 naquela desenvolvida por Yu et al. (2010).

$$K_c = \frac{5,5}{5 + 2f_c^{0,075}} \quad (3.28)$$

onde:

K_c é a razão entre os segundos invariantes de tensão nos meridianos de tração e compressão.

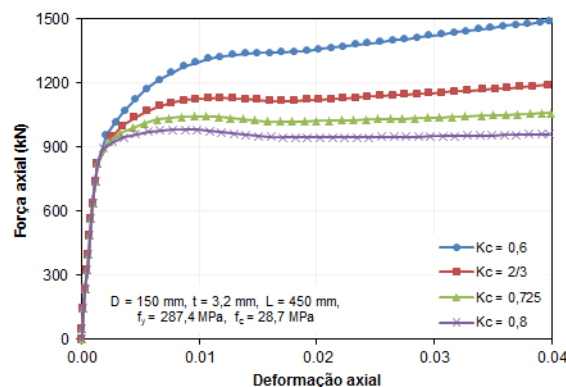


Figura 3.6: Influência da razão entre os segundos invariantes de tensão nos meridianos de tração e compressão no gráfico de força *versus* deformação de um pilar misto circular preenchido com concreto. Fonte: Tao et al. (2013b).

O ângulo de dilatância, por outro lado, deve estar compreendido entre 0 e 56° para entrada no ABAQUS (DASSAULT SYSTEMES, 2014C). Segundo Tao et al. (2013b), esse parâmetro influencia a interação entre os componentes de aço e concreto, de forma que um acréscimo em seu valor induz tensões de confinamento adicionais sobre o núcleo de concreto e, consequentemente, eleva a capacidade resistente do pilar misto, conforme ilustrado na Figura 3.7. Esses autores recomendam que o ângulo de dilatância seja calculado de acordo com a Equação 3.29, a qual foi determinada por uma análise de regressão realizada a partir de resultados obtidos numericamente para pilares mistos circulares preenchidos com concreto com diferentes índices de confinamento.

$$\psi = \begin{cases} 56,3(1 - \xi) & \xi \leq 0,5 \\ 6,672e^{\frac{7,4}{4,64+\xi}} & \xi > 0,5 \end{cases} \quad (3.29)$$

onde:

ψ é o ângulo de dilatância;

ξ é calculado de acordo com a Equação 3.24.

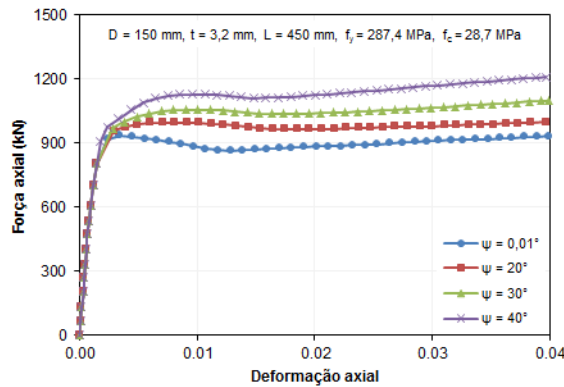


Figura 3.7: Influência do ângulo de dilatância no gráfico de força *versus* deformação de um pilar misto circular preenchido com concreto. Fonte: Tao et al. (2013b).

Para os parâmetros de excentricidade (ε) e de viscosidade (μ), foram assumidos os valores padrão de 0,10 e 0, respectivamente (DASSAULT SYSTÈMES, 2014A). O coeficiente de Poisson, por fim, foi adotado igual a 0,20, salvo indicação em contrário.

3.4 Estudos Experimentais Utilizados na Calibração do Modelo Numérico

Para a verificação do modelo numérico descrito nas Seções 3.2 e 3.3, um banco de dados de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência foi elaborado neste trabalho. Foram selecionadas 200 amostras de estudos experimentais conduzidos por diversos autores, os quais são descritos a seguir. Para melhor organização deste trabalho, as propriedades das amostras selecionadas são apresentadas no Apêndice A e ilustradas resumidamente na Figura 3.8. A capacidade resistente dessas amostras, por outro lado, é apresentada na Seção 3.5, junto à análise dos resultados.

Vale ressaltar que foram selecionadas amostras em que o carregamento foi aplicado simultaneamente às seções de aço e concreto e com a mesma excentricidade em seu topo e base. Como

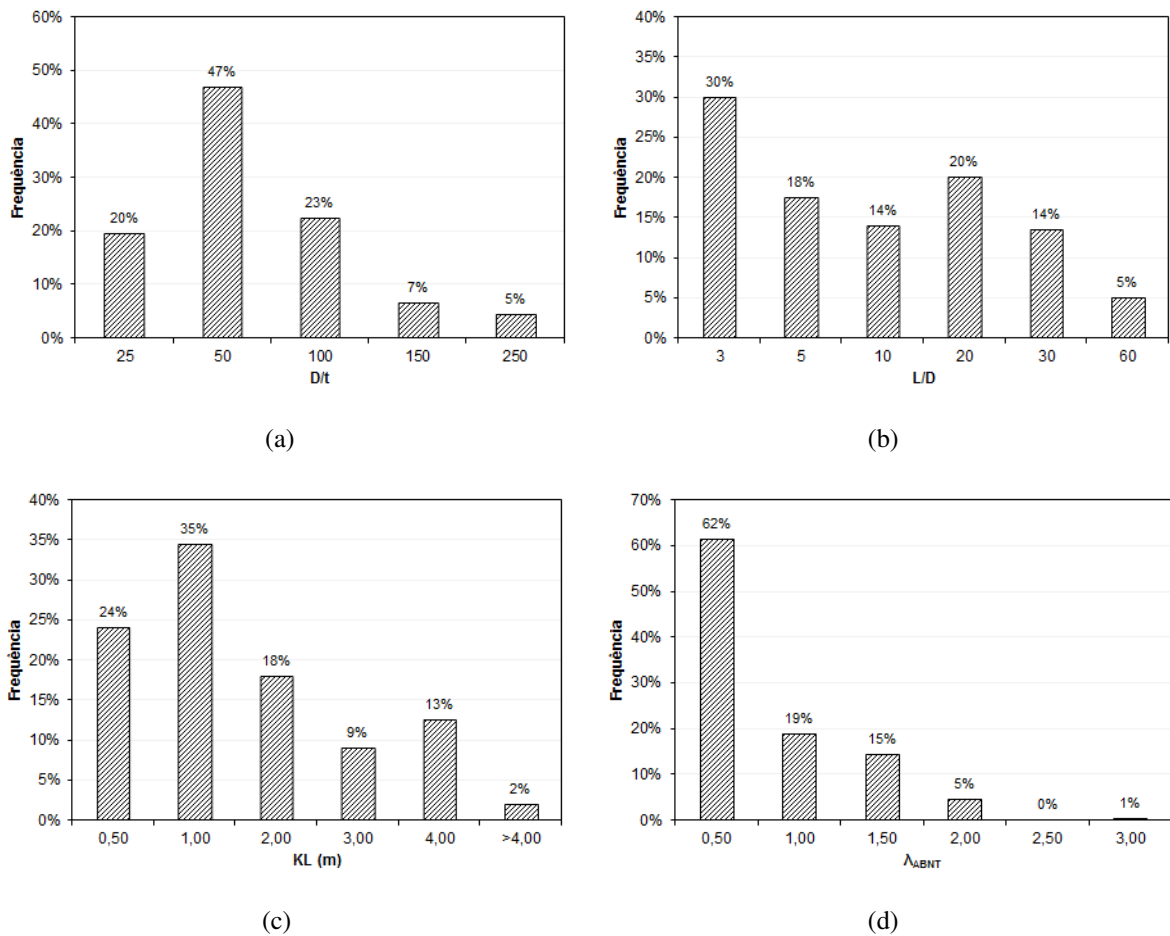


Figura 3.8: Histogramas da razão D/t (a), da razão L/D (b), do comprimento de flambagem (c) e do índice de esbeltez reduzido calculado segundo a norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) (d) das amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência utilizados na calibração do modelo numérico.

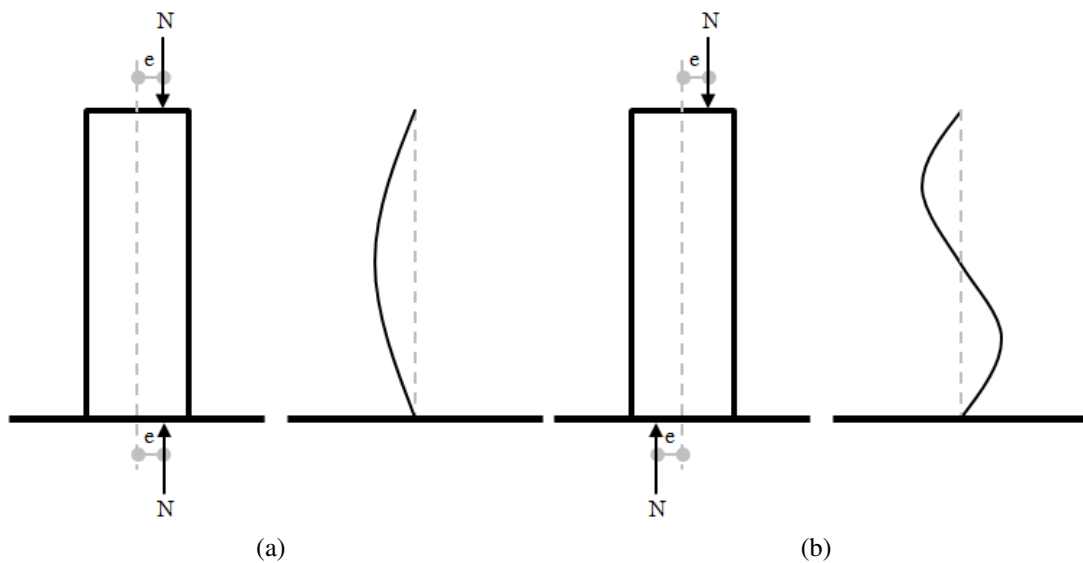


Figura 3.9: Posicionamento das forças para flexão de pilares excêntrica comprimidos em curvatura única (a) e em curvatura dupla (b).

resultado, essas amostras fletiram segundo uma única curvatura, conforme ilustrado na Figura 3.9(a).

3.4.1 Abed et al. (2013)

Abed et al. (2013) conduziram um estudo experimental em 16 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. Os parâmetros variados nos ensaios foram a resistência à compressão do concreto e a razão D/t , que assumiu valores iguais a 20, 32 ou 54. A razão L/D , por outro lado, foi mantida igual a 2. Apresentam-se na Tabela A.1 as amostras do estudo experimental de Abed et al. (2013) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências dos materiais e o módulo de elasticidade do aço foram obtidos a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, os ensaios de avaliação da resistência à compressão foram realizados no mesmo dia dos ensaios dos pilares mistos e sob as mesmas condições de carregamento.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 3000 kN. As deformações à meia altura das amostras foram avaliadas através de 2 extensômetros elétricos de resistência.

3.4.2 De Nardin e El Debs (2007)

De Nardin e El Debs (2007) conduziram um estudo experimental em 6 amostras de pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. Os parâmetros variados nos ensaios foram a geometria da seção transversal, a espessura da parede do perfil de aço, a resistência ao escoamento do aço e a resistência à compressão do concreto. O comprimento das amostras, por outro lado, foi mantido igual a 1200 mm, o que levou a razões L/D próximas a 9. Apresenta-se na Tabela A.2 a amostra do estudo experimental de De Nardin e El Debs (2007) selecionada para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências e os módulos de elasticidade dos materiais foram obtidos a partir de ensaios de caracterização.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 3000 kN. O carregamento foi aplicado simultaneamente às seções de aço e concreto. As deformações à meia altura das amostras e os deslocamentos axiais, por fim, foram avaliados através de 8 extensômetros elétricos de resistência e 4 transdutores de deslocamento, respectivamente.

3.4.3 Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)

Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016) conduziram um estudo experimental em 18 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. Os parâmetros variados nos ensaios foram a espessura da parede do perfil de aço, o comprimento da amostra, a resistência ao escoamento do aço e a resistência à compressão do concreto. Segundo os autores, a alteração dos parâmetros geométricos nos ensaios foi realizada a fim de induzir diferentes modos de falha. Apresentam-se na Tabela A.3 as amostras do estudo experimental de Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

A resistência à compressão do concreto foi obtida a partir de ensaios de caracterização, enquanto valores padronizados pelas normas europeias foram adotados para a resistência ao escoamento do aço.

3.4.4 Giakoumelis e Lam (2004)

Giakoumelis e Lam (2004) conduziram um estudo experimental em 15 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. Os parâmetros variados nos ensaios foram a espessura da parede do perfil de aço, a resistência ao escoamento do aço, a resistência à compressão do concreto e a condição da interface entre o perfil de aço e o núcleo de concreto. Para minimizar os efeitos da flambagem global e das condições de extremidade, o comprimento das amostras foi mantido igual a 300 mm, o que levou a razões L/D próximas a 3. Apresentam-se na Tabela A.4 as amostras do estudo experimental de Giakoumelis e Lam (2004) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências dos materiais foram obtidas a partir de ensaios de caracterização. Vale ressaltar que, no caso do aço, os ensaios foram realizados diretamente nos perfis, enquanto corpos de prova cúbicos foram moldados para o concreto. A resistência à compressão do concreto para corpos de prova cilíndricos foi calculada a partir da Equação 3.30, proposta por L'Hermite (1955 apud MIRZA E LACROIX, 2004).¹

$$f_c = \left[0,76 + 0,2 \log \left(\frac{f_{cu}}{19,6} \right) \right] f_{cu} \quad (3.30)$$

¹L'HERMITE, R. *Idées actualles sur la technologie du béton*. Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, 1955.

onde:

f_c é a resistência do concreto à compressão para corpos de prova cilíndricos (MPa);

f_{cu} é a resistência do concreto à compressão para corpos de prova cúbicos de lado igual a 150 mm (MPa).

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 3000 kN. O carregamento foi aplicado através de placas de extremidade, empregadas com o intuito de distribuir os esforços uniformemente às seções de aço e concreto. Os deslocamentos axiais e as deformações, por fim, foram avaliados através de 2 transdutores de deslocamento e 4 extensômetros elétricos de resistência, respectivamente.

3.4.5 Han et al. (2005)

Han et al. (2005) conduziram um estudo experimental em 50 amostras de pilares mistos preenchidos com concreto autoadensável submetidos à compressão centrada. Os parâmetros variados nos ensaios foram a geometria da seção transversal, a resistência ao escoamento do aço e a razão D/t , no caso das amostras de seção circular. Para minimizar os efeitos da flambagem global e das condições de extremidade, a razão L/D foi mantida igual a 3. Apresentam-se na Tabela A.5 as amostras do estudo experimental de Han et al. (2005) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências e os módulos de elasticidade dos materiais foram obtidos a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, os ensaios de avaliação da resistência à compressão foram realizados em corpos de prova cúbicos, no mesmo dia dos ensaios dos pilares mistos. A resistência à compressão do concreto para corpos de prova cilíndricos foi calculada a partir da Equação 3.30.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 5000 kN. O carregamento foi aplicado diretamente às amostras, através de um atuador hidráulico auxiliado por uma placa de aço. As deformações laterais à meia altura das amostras e os deslocamentos axiais, por fim, foram avaliados através de 8 extensômetros elétricos de resistência e 2 transdutores de deslocamento, respectivamente.

3.4.6 Johansson e Gylltoft (2002)

Johansson e Gylltoft (2002) conduziram um estudo experimental em 9 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. A forma de introdução do carregamento foi o único parâmetro variado nos ensaios. Para minimizar os

efeitos das condições de extremidade, o comprimento das amostras foi mantido igual a 650 mm, o que levou a uma razão L/D próxima a 4. A razão D/t , por outro lado, assumiu um valor em torno de 33. Apresenta-se na Tabela A.6 a amostra do estudo experimental de Johansson e Gylltoft (2002) selecionada para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências e os módulos de elasticidade dos materiais foram obtidos a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, os ensaios de avaliação da resistência à compressão foram realizados aos 28 dias.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 10000 kN. As deformações à meia altura das amostras e os deslocamentos axiais foram avaliados através de 6 extensômetros elétricos de resistência e 1 transdutor de deslocamento, respectivamente.

3.4.7 Kilpatrick e Rangan (1999a)

Kilpatrick e Rangan (1999a) conduziram um estudo experimental em 9 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada e excêntrica. Os parâmetros variados nos ensaios foram o comprimento da amostra, a excentricidade do carregamento e a condição da interface entre o perfil de aço e o núcleo de concreto. A razão D/t , por outro lado, foi mantida igual a 42, aproximadamente. Apresentam-se na Tabela A.7 as amostras do estudo experimental de Kilpatrick e Rangan (1999a) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho. Vale ressaltar que essas amostras possuíam uma condição intermediária na interface entre os materiais, já que o interior do perfil de aço foi desengordurado e não foram adicionados conectores de cisalhamento.

As resistências dos materiais foram obtidas a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, a avaliação da resistência à tração foi realizada com base em ensaios de compressão diametral.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 2500 kN. O carregamento foi aplicado simultaneamente às seções de aço e concreto e com a mesma excentricidade em ambas as extremidades das amostras. Os deslocamentos laterais em um quarto e à meia altura das amostras e os deslocamentos verticais, por fim, foram avaliados através de transdutores de deslocamento e um relógio comparador.

3.4.8 Kilpatrick e Rangan (1999b)

Kilpatrick e Rangan (1999b) conduziram um estudo experimental em 41 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada e excêntrica. Os parâmetros variados nos ensaios foram a razão D/t , o comprimento da amostra, a resistência ao escoamento do aço, a resistência à compressão do concreto e a excentricidade do carregamento. Apresentam-se na Tabela A.8 as amostras do estudo experimental de Kilpatrick e Rangan (1999b) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências e os módulos de elasticidade dos materiais foram obtidos a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, os ensaios de avaliação da resistência à compressão foram realizados no mesmo dia dos ensaios dos pilares mistos.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 2500 kN. O carregamento foi aplicado simultaneamente às seções de aço e concreto e com a mesma excentricidade em ambas as extremidades das amostras selecionadas (Tabela A.8). Os deslocamentos laterais em um quarto e à meia altura das amostras e os deslocamentos verticais, por fim, foram avaliados através de transdutores de deslocamento e um relógio comparador.

3.4.9 Lee et al. (2011)

Lee et al. (2011) conduziram um estudo experimental em 11 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada e excêntrica. Os parâmetros variados nos ensaios foram a razão D/t , o comprimento da amostra, a resistência ao escoamento do aço, a resistência à compressão do concreto e a excentricidade do carregamento. O comprimento das amostras, por outro lado, foi mantido igual a $3D + 680$ mm, sendo 680 mm a distância entre os dois apoios. Apresentam-se na Tabela A.9 as amostras do estudo experimental de Lee et al. (2011) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências dos materiais foram obtidas a partir de ensaios de caracterização.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 10000 kN. O carregamento foi aplicado através de placas de extremidade e enrijecedores, os últimos empregados com o intuito de evitar a concentração de tensões. As deformações à meia altura das amostras e os deslocamentos, por fim, foram avaliados através de 7 extensômetros elétricos de resistência e 4 transdutores de deslocamento, respectivamente.

3.4.10 Liew e Xiong (2010)

Liew e Xiong (2010 apud TAO ET AL., 2013B) conduziram um estudo experimental em 4 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. A resistência à compressão do concreto foi o único parâmetro variado nos ensaios, tendo sido analisadas classes de ultra alta resistência ($f_{ck} > 100$ MPa). As razões D/t e L/D, por outro lado, foram mantidas iguais a 35 e 3, respectivamente. Apresenta-se na Tabela A.10 a amostra do estudo experimental de Liew e Xiong (2010 apud TAO ET AL., 2013B) selecionada para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

3.4.11 Liew e Xiong (2012)

Liew e Xiong (2012) conduziram um estudo experimental em 14 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. Os parâmetros variados nos ensaios foram a razão D/t, o comprimento da amostra, a resistência ao escoamento do aço, a resistência à compressão do concreto, o percentual de fibras de aço adicionado ao concreto e a forma de introdução do carregamento. Vale ressaltar que foram analisadas classes de concreto de resistência normal e ultra alta ($f_{ck} > 100$ MPa). A razão L/D, por outro lado, assumiu valores iguais a 2 ou 3. Apresentam-se na Tabela A.11 as amostras do estudo experimental de Liew e Xiong (2012) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências e os módulos de elasticidade dos materiais foram obtidos a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, os ensaios de avaliação da resistência à compressão foram realizados em corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento. A resistência à compressão do concreto para corpos de prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de comprimento foi calculada pelos autores a partir da Equação 3.31.

$$f_{ck} = \frac{f_{ck,100}}{1,05} \quad (3.31)$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão para corpos de prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de comprimento;

$f_{ck,100}$ é a resistência característica do concreto à compressão para corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em

um equipamento com capacidade igual a 10000 kN. O carregamento foi aplicado simultaneamente às seções de aço e concreto das amostras selecionadas (Tabela A.11), que receberam ainda enrijecedores com o intuito de evitar a concentração de tensões nas extremidades e, conseqüentemente, induzir a ruptura na região central. As deformações à meia altura das amostras e os deslocamentos axiais, por fim, foram avaliados através de 8 extensômetros elétricos de resistência e 4 transdutores de deslocamento, respectivamente.

3.4.12 Neogi et al. (1969)

Neogi et al. (1969 apud RANGAN E JOYCE, 1992) conduziram um estudo experimental em 18 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão excêntrica. Os parâmetros variados nos ensaios foram a razão D/t , o comprimento da amostra, a resistência ao escoamento do aço, a resistência à compressão do concreto e a excentricidade do carregamento. Apresentam-se na Tabela A.12 as amostras do estudo experimental de Neogi et al. (1969 apud RANGAN E JOYCE, 1992) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

É importante observar que as excentricidades avaliadas no estudo foram aplicadas igualmente em ambas as extremidades das amostras, que, como resultado, fletiram segundo uma única curvatura, conforme ilustrado na Figura 3.9(a).

3.4.13 Oliveira (2008)

Oliveira (2008) conduziu um estudo experimental em 64 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. Os parâmetros variados nos ensaios foram a espessura da parede do perfil de aço, o comprimento da amostra, a resistência ao escoamento do aço, a resistência à compressão do concreto e a forma de introdução do carregamento. Apresentam-se na Tabela A.13 as amostras do estudo experimental de Oliveira (2008) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências dos materiais foram obtidas a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, os ensaios de avaliação da resistência à compressão foram realizados no mesmo dia dos ensaios dos pilares mistos. A avaliação da resistência à tração desse material, por outro lado, foi realizada com base em ensaios de compressão diametral.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 2500 kN. O carregamento foi aplicado simultaneamente às seções de aço e concreto das amostras selecionadas (Tabela A.13). As deformações à meia altura das amostras e os deslocamentos axiais, por fim, foram avaliados através de 10

extensômetros elétricos de resistência e 4 transdutores de deslocamento, respectivamente.

3.4.14 O'Shea e Bridge (1997a,b)

O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000) conduziram um estudo experimental em 56 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada e excêntrica. Os parâmetros variados nos ensaios foram a razão D/t , o comprimento da amostra, a resistência ao escoamento do aço, a resistência à compressão do concreto e a forma de introdução e excentricidade do carregamento. Apresentam-se na Tabela A.14 as amostras do estudo experimental de O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências dos materiais foram obtidas a partir de ensaios de caracterização.

As amostras de pilares mistos preenchidos com concreto submetidas à compressão excêntrica foram solicitadas através de placas de extremidade e com a mesma excentricidade em seu topo e base. Como resultado, essas amostras fletiram segundo uma única curvatura, conforme ilustrado na Figura 3.9(a).

3.4.15 Perea (2010)

Perea (2010) conduziu um estudo experimental em 18 amostras de pilares mistos preenchidos com concreto autoadensável submetidos à compressão centrada, entre outros tipos de carregamento. Os parâmetros variados nos ensaios foram a geometria da seção transversal, o comprimento da amostra, a resistência ao escoamento do aço, a resistência à compressão do concreto, as condições de contorno das extremidades e a razão D/t , no caso das amostras de seção circular. Apresentam-se na Tabela A.15 as amostras do estudo experimental de Perea (2010) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências e os módulos de elasticidade dos materiais foram obtidos a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, os ensaios de avaliação da resistência à compressão, da resistência à tração e do módulo de elasticidade foram realizados no mesmo dia dos ensaios dos pilares mistos. Vale ressaltar que, diferentemente dos demais estudos experimentais descritos nesta seção, o estudo conduzido por Perea (2010) apresenta as imperfeições iniciais ao longo do comprimento das amostras, conforme ilustrado na Figura 3.10. Com essa informação, foi possível modelar a geometria real das amostras ensaiadas por esse autor.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 5872 kN (1320 kip). O carregamento foi aplicado simultaneamente às seções de aço e concreto através de placas de extremidade. As deformações

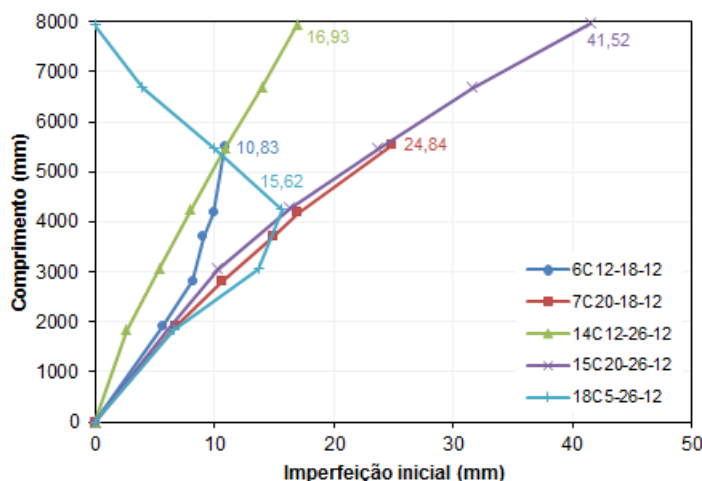


Figura 3.10: Imperfeições iniciais ao longo do comprimento das amostras do estudo experimental de Perea (2010).

e os deslocamentos, por fim, foram avaliados através de rosetas, extensômetros elétricos de resistência, transdutores de deslocamento e diodos emissores de luz (LEDs).

3.4.16 Portolés et al. (2011a)

Portolés et al. (2011a) conduziram um estudo experimental em 32 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão excêntrica. Os parâmetros variados nos ensaios foram a razão D/t , o comprimento da amostra, a resistência à compressão do concreto e a excentricidade do carregamento. Apresentam-se na Tabela A.16 as amostras do estudo experimental de Portolés et al. (2011a) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências dos materiais foram obtidas a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, os ensaios de avaliação da resistência à compressão foram realizados no mesmo dia dos ensaios dos pilares mistos.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 5000 kN. O carregamento foi aplicado através de placas de extremidade e com a mesma excentricidade ao topo e à base das amostras. As deformações à meia altura das amostras e os deslocamentos laterais em cinco níveis (0,25L, 0,37L, 0,5L, 0,625L e 0,75L), por fim, foram avaliados através de 6 extensômetros elétricos de resistência e 5 transdutores de deslocamento, respectivamente.

3.4.17 Rangan e Joyce (1992)

Rangan e Joyce (1992) conduziram um estudo experimental em 9 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão excêntrica. Os parâmetros variados nos ensaios foram o comprimento da amostra e a excentricidade do carregamento. A razão D/t , por outro lado, foi mantida igual a 64. Apresentam-se na Tabela A.17 as amostras do estudo experimental de Rangan e Joyce (1992) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências e os módulos de elasticidade dos materiais foram obtidos a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, os ensaios de avaliação da resistência à compressão foram realizados aos 45 dias.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 2500 kN. O carregamento foi aplicado através de placas de extremidade e com a mesma excentricidade ao topo e à base das amostras. As deformações à meia altura das amostras e os deslocamentos laterais, por fim, foram avaliados através de extensômetros elétricos de resistência e relógios comparadores, respectivamente.

3.4.18 Sakino et al. (2004)

Sakino et al. (2004) conduziram um estudo experimental em 84 amostras de pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. Os parâmetros variados nos ensaios foram a geometria da seção transversal, a resistência ao escoamento do aço, a resistência à compressão do concreto e a razão D/t , no caso das amostras de seção circular. A razão L/D , por outro lado, foi mantida igual a 3. Apresentam-se na Tabela A.18 as amostras do estudo experimental de Sakino et al. (2004) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências dos materiais foram obtidas a partir de ensaios de caracterização.

O carregamento foi aplicado às amostras de pilares mistos preenchidos com concreto através de placas de extremidade. Os deslocamentos axiais e as deformações foram avaliados através de 4 transdutores de deslocamento e extensômetros elétricos de resistência, respectivamente.

3.4.19 Yu et al. (2007)

Yu et al. (2007) conduziram um estudo experimental em 17 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada. Os parâmetros variados nos ensaios foram a razão D/t , o tipo de concreto (se autoadensável ou não), a resistência à

compressão do concreto e a forma de introdução do carregamento. Além disso, algumas amostras receberam aberturas no perfil de aço, conforme ilustrado na Figura 3.11. Para minimizar os efeitos da flambagem global e das condições de extremidade, a razão L/D das amostras foi mantida igual a 3. Apresenta-se na Tabela A.19 a amostra do estudo experimental de Yu et al. (2007) selecionada para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.



Figura 3.11: Amostras do estudo experimental de Yu et al. (2007) com furos (a) e entalhes (b) no perfil de aço.

As resistências dos materiais e o módulo de elasticidade do aço foram obtidos a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, os ensaios de avaliação da resistência à compressão foram realizados em corpos de prova cúbicos, no mesmo dia dos ensaios dos pilares mistos. A resistência à compressão do concreto para corpos de prova cilíndricos foi calculada a partir da Equação 3.30.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 5000 kN. O carregamento foi aplicado à amostra selecionada (Tabela A.19) através de placas de extremidade, empregadas com o intuito de distribuir os esforços uniformemente às seções de aço e concreto. As deformações e os deslocamento, por fim, foram avaliados através de rosetas, extensômetros elétricos de resistência e transdutores de deslocamento.

3.4.20 Zeghiche e Chaoui (2005)

Zeghiche e Chaoui (2005) conduziram um estudo experimental em 27 amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada e excêntrica. Os parâmetros variados nos ensaios foram o comprimento da amostra, a resistência à compressão do concreto e a excentricidade do carregamento. A razão D/t , por outro lado, foi mantida igual

a 32. Apresentam-se na Tabela A.20 as amostras do estudo experimental de Zeghiche e Chaoui (2005) selecionadas para compor o banco de dados elaborado neste trabalho.

As resistências e os módulos de elasticidade dos materiais foram obtidos a partir de ensaios de caracterização, sendo que, no caso do concreto, os ensaios de avaliação da resistência à compressão foram realizados aos 28 dias.

Os ensaios das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto foram realizados em um equipamento com capacidade igual a 10000 kN. O carregamento foi aplicado através de placas de extremidade e com a mesma excentricidade ao topo e à base das amostras selecionadas (Tabela A.20). As deformações e os deslocamentos em um quarto e à meia altura das amostras, por fim, foram avaliados através de 8 extensômetros elétricos de resistência e 2 transdutores de deslocamento, respectivamente.

3.5 Resultados da Calibração do Modelo Numérico

O modelo numérico descrito nas Seções 3.2 e 3.3 foi verificado a partir do banco de dados de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência apresentado na Seção 3.4 e no Apêndice A deste trabalho. A comparação entre os resultados experimentais e numéricos foi realizada em termos da capacidade resistente, do gráfico de força *versus* deslocamento e do modo de falha dos pilares mistos. É importante observar que a capacidade resistente obtida numericamente foi considerada igual à força máxima computada durante as simulações.

3.5.1 Previsão da capacidade resistente

Apresenta-se na Tabela 3.1 a comparação entre as capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada. O modelo numérico mostrou boa aproximação com a maioria dos ensaios, tendo sido observada para a razão entre as capacidades resistentes obtidas numericamente e experimentalmente (N_{MEF}/N_{exp}) uma média igual a 1,04 e um desvio padrão igual a 0,20, considerando-se os resultados de 115 amostras axialmente comprimidas.

Para melhor visualização desses resultados, apresentam-se na Figura 3.12 as razões N_{MEF}/N_{exp} obtidas para as amostras de pilares mistos em função de suas características geométricas e da resistência à compressão do concreto investigada em cada caso. Vale ressaltar que foram destacadas nessa figura as amostras cuja capacidade resistente foi superestimada pelo modelo numérico ($N_{MEF}/N_{exp} > 1,10$) e que conduziriam, portanto, a um dimensionamento estrutural inseguro.

Tabela 3.1: Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada.

Amostra	Estudo experimental de referência	N_{exp} (kN)	N_{MEF} (kN)	$\frac{N_{MEF}}{N_{exp}}$
CFST f_{60} D ₁₁₄ $t_{3,6}$	Abed et al. (2013)	1095,00	1079,25	0,99
CFST f_{60} D ₁₁₄ $t_{5,6}$	Abed et al. (2013)	1365,00	1477,01	1,08
CFST f_{60} D ₁₆₇ $t_{3,1}$	Abed et al. (2013)	1873,00	1769,09	0,94
CFSTC-4.8C	De Nardin e El Debs (2007)	1292,10	1466,70	1,14
114,3-2,74-300-56	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	901,81	804,64	0,89
114,3-2,74-300-66	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	981,23	884,28	0,90
114,3-2,74-300-107	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1295,06	1235,41	0,95
114,3-5,90-300-56	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1753,77	1616,16	0,92
114,3-5,90-300-66	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1818,62	1667,43	0,92
114,3-5,90-300-107	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1989,86	1827,50	0,92
114,3-2,74-600-56	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	947,75	808,11	0,85
114,3-2,74-600-66	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1031,92	885,94	0,86
114,3-2,74-600-107	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1296,61	1247,90	0,96
114,3-5,90-600-56	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1723,19	1618,19	0,94
114,3-5,90-600-66	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1810,94	1668,95	0,92
114,3-5,90-600-107	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1968,06	1830,49	0,93
114,3-2,74-900-56	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	877,28	806,94	0,92
114,3-2,74-900-66	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	983,51	885,64	0,90
114,3-2,74-900-107	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1233,24	1235,05	1,00
114,3-5,90-900-56	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1592,48	1617,74	1,02
114,3-5,90-900-66	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1713,34	1667,68	0,97
114,3-5,90-900-107	Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016)	1907,29	1828,70	0,96
C4	Giakoumelis e Lam (2004)	1308,00	1322,22	1,01
C8	Giakoumelis e Lam (2004)	1787,00	1608,02	0,90
C14	Giakoumelis e Lam (2004)	1359,00	1321,13	0,97
CA1-1	Han et al. (2005)	312,00	296,14	0,95
CA1-2	Han et al. (2005)	320,00	296,14	0,93
CA2-1	Han et al. (2005)	822,00	734,38	0,89
CA2-2	Han et al. (2005)	845,00	734,38	0,87
CA3-1	Han et al. (2005)	1701,00	1555,72	0,91
CA3-2	Han et al. (2005)	1670,00	1555,72	0,93
CA4-1	Han et al. (2005)	2783,00	2641,59	0,95
CA4-2	Han et al. (2005)	2824,00	2641,59	0,94
CA5-1	Han et al. (2005)	3950,00	4047,60	1,02
CA5-2	Han et al. (2005)	4102,00	4047,60	0,99
CB1-1	Han et al. (2005)	427,00	380,81	0,89
CB1-2	Han et al. (2005)	415,00	380,81	0,92
CB2-1	Han et al. (2005)	930,00	827,35	0,89
CB2-2	Han et al. (2005)	920,00	827,35	0,90
CB3-1	Han et al. (2005)	1870,00	1692,72	0,91
CB3-2	Han et al. (2005)	1743,00	1692,72	0,97
CB4-1	Han et al. (2005)	3020,00	2789,32	0,92

(continua)

Tabela 3.1: Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada.

(continuação)

Amostra	Estudo experimental de referência	N_{exp} (kN)	N_{MEF} (kN)	$\frac{N_{MEF}}{N_{exp}}$
CB4-2	Han et al. (2005)	3011,00	2789,32	0,93
CB5-1	Han et al. (2005)	4442,00	4117,04	0,93
CB5-2	Han et al. (2005)	4550,00	4117,04	0,90
CC1-1	Han et al. (2005)	432,00	385,49	0,89
CC1-2	Han et al. (2005)	437,00	385,49	0,88
CC2-1	Han et al. (2005)	1980,00	1765,33	0,89
CC2-2	Han et al. (2005)	1910,00	1765,33	0,92
CC3-1	Han et al. (2005)	4720,00	4334,88	0,92
CC3-2	Han et al. (2005)	4800,00	4334,88	0,90
SFE	Johansson e Gylltoft (2002)	2150,00	2608,48	1,21
C10	Kilpatrick e Rangan (1999a)	1020,00	1110,90	1,09
SC-38	Kilpatrick e Rangan (1999b)	523,00	1052,00	2,01
CS-1	Liew e Xiong (2010 apud TAO ET AL., 2013B)	6960,00 ¹	6725,16	0,97
S1-3-1(a)	Liew e Xiong (2012)	2422,00	2045,94	0,84
S1-3-1(b)	Liew e Xiong (2012)	2340,00	2045,94	0,87
S1-3-3(a)	Liew e Xiong (2012)	2610,00	2342,03	0,90
S1-3-3(b)	Liew e Xiong (2012)	2633,00	2342,03	0,89
S2-1-3	Liew e Xiong (2012)	7837,00	7222,16	0,92
S2-2-3	Liew e Xiong (2012)	9085,00	8216,48	0,90
P1-60-3D-E	Oliveira (2008)	952,00	932,07	0,98
P1-60-5D-E	Oliveira (2008)	902,90	941,82	1,04
P1-60-7D-E	Oliveira (2008)	868,50	941,56	1,08
P1-60-10D-E	Oliveira (2008)	809,20	934,90	1,16
P1-80-3D-E	Oliveira (2008)	1136,20	1188,47	1,05
P1-80-5D-E	Oliveira (2008)	1180,70	1204,07	1,02
P1-80-7D-E	Oliveira (2008)	1198,30	1203,74	1,00
P1-80-10D-E	Oliveira (2008)	1111,60	1203,01	1,08
P1-100-3D-E	Oliveira (2008)	1453,10	1332,69	0,92
P1-100-5D-E	Oliveira (2008)	1407,10	1340,93	0,95
P1-100-7D-E	Oliveira (2008)	1375,80	1345,26	0,98
P1-100-10D-E	Oliveira (2008)	1319,90	1345,02	1,02
P2-60-3D-E	Oliveira (2008)	1329,10	1635,10	1,23
P2-60-5D-E	Oliveira (2008)	1263,20	1636,16	1,30
P2-60-7D-E	Oliveira (2008)	1190,00	1636,12	1,37
P2-60-10D-E	Oliveira (2008)	1120,60	1635,37	1,46
P2-80-3D-E	Oliveira (2008)	1496,00	1765,57	1,18
P2-80-5D-E	Oliveira (2008)	1448,10	1766,45	1,22
P2-80-7D-E	Oliveira (2008)	1400,60	1767,65	1,26
P2-80-10D-E	Oliveira (2008)	1442,40	1767,87	1,23
P2-100-3D-E	Oliveira (2008)	1683,40	1826,34	1,08
P2-100-5D-E	Oliveira (2008)	1607,40	1829,67	1,14

Tabela 3.1: Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada.

(continuação)

Amostra	Estudo experimental de referência	N_{exp} (kN)	N_{MEF} (kN)	$\frac{N_{MEF}}{N_{exp}}$
P2-100-7D-E	Oliveira (2008)	1622,50	1828,38	1,13
P2-100-10D-E	Oliveira (2008)	1574,30	1828,08	1,16
S10CS10A	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	3070,00	3016,20	0,98
S10CS80B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2451,00	2163,98	0,88
S12CS10A	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	3058,00	2994,11	0,98
S12CS80A	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2295,00	2340,97	1,02
S16CS10A	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	3260,00	3220,03	0,99
S16CS80A	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2602,00	2553,09	0,98
S20CS10A	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	3360,00	3272,01	0,97
S20CS80B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2592,00	2388,82	0,92
S30CS10A	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2673,00	2746,58	1,03
S30CS80A	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2295,00	2198,64	0,96
CC4-A-8	Sakino et al. (2004)	1781,00	1710,40	0,96
CC4-C-8	Sakino et al. (2004)	5540,00	6370,88	1,15
CC4-D-8	Sakino et al. (2004)	11665,00	14266,52	1,22
CC6-A-8	Sakino et al. (2004)	2100,00	2053,59	0,98
CC6-C-8	Sakino et al. (2004)	5578,00	5104,56	0,92
CC6-D-8	Sakino et al. (2004)	11505,00	11301,48	0,98
CC8-A-8	Sakino et al. (2004)	2713,00	2751,71	1,01
CC8-C-8	Sakino et al. (2004)	7304,00	7122,20	0,98
CC8-D-8	Sakino et al. (2004)	13776,00	13676,96	0,99
SZ3S6A1	Yu et al. (2007)	2080,00	1915,33	0,92
6	Zeghiche e Chaoui (2005)	1650,00	2119,60	1,28
7	Zeghiche e Chaoui (2005)	1562,00	2174,12	1,39
8	Zeghiche e Chaoui (2005)	1468,00	2072,21	1,41
9	Zeghiche e Chaoui (2005)	1326,00	1911,41	1,44
10	Zeghiche e Chaoui (2005)	1231,00	2079,00	1,69
11	Zeghiche e Chaoui (2005)	2000,00	2344,02	1,17
12	Zeghiche e Chaoui (2005)	1818,00	2329,84	1,28
13	Zeghiche e Chaoui (2005)	1636,00	2343,06	1,43
14	Zeghiche e Chaoui (2005)	1454,00	2401,11	1,65
15	Zeghiche e Chaoui (2005)	1333,00	2335,77	1,75

Observações:

1) Valor aproximado.

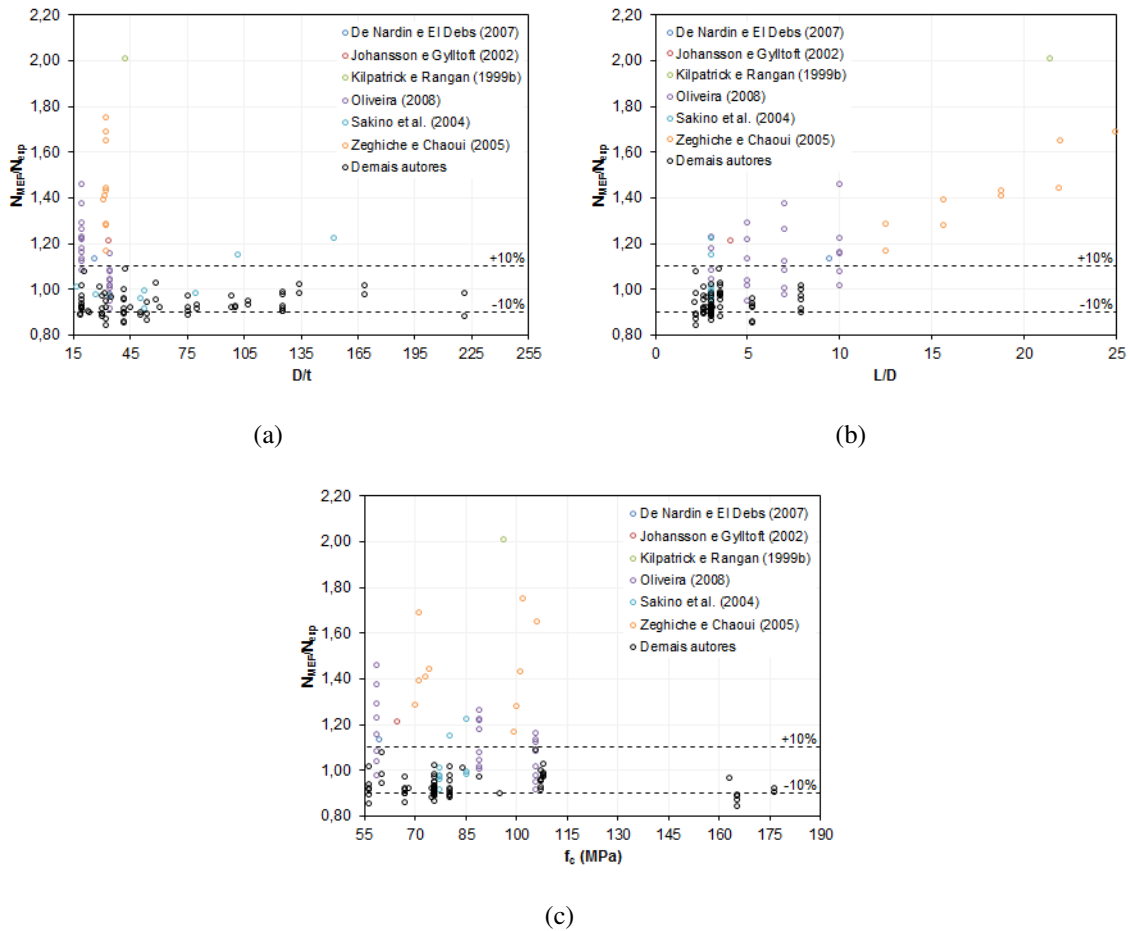


Figura 3.12: Razões N_{MEF}/N_{exp} obtidas para as amostras de pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada em função da razão D/t (a), da razão L/D (b) e da resistência à compressão do concreto investigada em cada caso (c).

É possível constatar na Tabela 3.1 e na Figura 3.12(a) que as amostras do estudo experimental de Oliveira (2008) apresentaram variação significativa nos valores de N_{MEF}/N_{exp} . As amostras com perfil de aço com razão D/t igual a 19 apresentaram uma média para N_{MEF}/N_{exp} igual a 1,23, enquanto, nas amostras com perfil de aço com razão D/t igual a 34, esse valor diminuiu para 1,02. Conclui-se, portanto, que o modelo numérico superestimou a capacidade resistente das amostras ensaiadas por Oliveira (2008) com menor razão D/t , o que pode estar associado a um cômputo excessivo de resistência devido ao efeito do confinamento do concreto. No caso das amostras CFTC-4,8C e SFE ensaiadas por De Nardin e El Debs (2007) e Johansson e Gylltoft (2002), respectivamente, é provável que a superestimativa da capacidade resistente pelo modelo numérico tenha ocorrido pelo mesmo motivo.

Também destacadas na Figura 3.12(a), as amostras CC4-C-8 e CC4-D-8 ensaiadas por Sakino et al. (2004) apresentam elevadas razões D/t , iguais a 102 e 152, respectivamente. Acredita-se, nesse caso, que a desconsideração das imperfeições iniciais locais levou a uma

representação inadequada do modo de falha e, conseqüentemente, à superestimativa da capacidade resistente dessas amostras.

Observa-se na Tabela 3.1 e na Figura 3.12(b), por outro lado, que a capacidade resistente de todas as amostras com razão L/D maior que 10 foi superestimada pelo modelo numérico. Como essas amostras são mais suscetíveis à flambagem global, acredita-se que a desconsideração das imperfeições iniciais globais conduziu a uma representação inadequada do modo de falha e, conseqüentemente, a uma capacidade resistente superior àquela obtida experimentalmente, como é o caso das amostras CFTC-4,8C e SC-38 ensaiadas por De Nardin e El Debs (2007) e Kilpatrick e Rangan (1999b), respectivamente, e das amostras 6 a 15 ensaiadas por Zeghiche e Chaoui (2005).

É possível constatar na Tabela 3.1 que as amostras ensaiadas por Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016) apresentaram uma média para N_{MEF}/N_{exp} igual a 0,93. Acredita-se que o modelo numérico subestimou a capacidade resistente dessas amostras em virtude da resistência ao escoamento do aço não ter sido obtida pelos autores, que adotaram valores padronizados pelas normas europeias em função do tipo de aço empregado nos pilares mistos. Por fim, é importante observar na Figura 3.12(c) que a capacidade resistente das amostras com as resistências à compressão do concreto mais elevadas (163 a 176 MPa) foi subestimada pelo modelo numérico.

Apresenta-se na Tabela 3.2 a comparação entre as capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão excêntrica. O modelo numérico mostrou boa aproximação com a maioria dos ensaios, tendo sido observada para a razão N_{MEF}/N_{exp} uma média igual a 0,98 e um desvio padrão igual a 0,21, considerando-se as 75 amostras excêntrica-mente comprimidas para as quais foi possível obter resultados.

Para melhor visualização desses resultados, apresentam-se na Figura 3.13 as razões N_{MEF}/N_{exp} obtidas para as amostras de pilares mistos em função de suas características geométricas, da excentricidade do carregamento e da resistência à compressão do concreto investigada em cada caso.

É possível constatar na Tabela 3.2 e na Figura 3.13 que grande parte das amostras cuja capacidade resistente foi superestimada pelo modelo numérico ($N_{MEF}/N_{exp} > 1,10$) apresenta baixa razão D/t e elevadas razões L/D e e/D . Acredita-se, nesse caso, que a superestimativa da capacidade resistente está associada a um cômputo excessivo de resistência pelo modelo numérico devido ao efeito do confinamento do concreto.

Citam-se como exemplos as amostras dos estudos experimentais de Kilpatrick e Rangan (1999b) e Rangan e Joyce (1992). As amostras ensaiadas por Kilpatrick e Rangan (1999b) com perfil de aço com razão D/t igual a 35 apresentaram uma média para N_{MEF}/N_{exp} igual a

Tabela 3.2: Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão excêntrica.

Amostra	Estudo experimental de referência	N_{exp} (kN)	N_{MEF} (kN)	$\frac{N_{MEF}}{N_{exp}}$
C2	Kilpatrick e Rangan (1999a)	450,00	513,50	1,14
C6	Kilpatrick e Rangan (1999a)	290,00	344,00	1,19
SC-0	Kilpatrick e Rangan (1999b)	246,00	245,80	1,00
SC-1	Kilpatrick e Rangan (1999b)	208,00	222,02	1,07
SC-2	Kilpatrick e Rangan (1999b)	184,00	198,89	1,08
SC-3	Kilpatrick e Rangan (1999b)	162,00	177,56	1,10
SC-4	Kilpatrick e Rangan (1999b)	141,00	157,22	1,12
SC-5	Kilpatrick e Rangan (1999b)	121,00	138,71	1,15
SC-6	Kilpatrick e Rangan (1999b)	107,00	122,45	1,14
SC-7	Kilpatrick e Rangan (1999b)	96,00	107,81	1,12
SC-8	Kilpatrick e Rangan (1999b)	0,00 ¹	437,99	–
SC-9	Kilpatrick e Rangan (1999b)	361,00	369,64	1,02
SC-10	Kilpatrick e Rangan (1999b)	309,00	321,38	1,04
SC-11	Kilpatrick e Rangan (1999b)	275,00	285,56	1,04
SC-12	Kilpatrick e Rangan (1999b)	240,00	258,30	1,08
SC-13	Kilpatrick e Rangan (1999b)	220,00	235,80	1,07
SC-14	Kilpatrick e Rangan (1999b)	188,00	199,75	1,06
SC-15	Kilpatrick e Rangan (1999b)	158,00	172,38	1,09
O49E24_60	Lee et al. (2011)	1438,00	1639,19	1,14
O49E36_60	Lee et al. (2011)	2537,00	2968,54	1,17
O49E48_60	Lee et al. (2011)	3895,00	4335,98	1,11
C5	Neogi et al. (1969 apud RANGAN E JOYCE, 1992)	965,00	0,00 ²	–
C6	Neogi et al. (1969 apud RANGAN E JOYCE, 1992)	1046,00	697,90	0,67
C7	Neogi et al. (1969 apud RANGAN E JOYCE, 1992)	852,00	476,18	0,56
C8	Neogi et al. (1969 apud RANGAN E JOYCE, 1992)	805,00	660,74	0,82
S10E180B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	1532,00	832,92	0,54
S10E210B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2112,00	1116,82	0,53
S10E280B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	1910,00	879,99	0,46
S12E110B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	1925,00	1091,30	0,57
S16E110B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2420,00	1430,88	0,59
S16E180A	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	1925,00	1187,76	0,62
S20E110B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2386,00	1415,70	0,59
S20E180B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	1730,00	0,00 ²	–

(continua)

Tabela 3.2: Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão excêntrica.

(continuação)

Amostra	Estudo experimental de referência	N_{exp} (kN)	N_{MEF} (kN)	$\frac{N_{MEF}}{N_{exp}}$
S20E210B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2683,00	1492,89	0,56
S20E280B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2203,00	1193,03	0,54
S30E110B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	1880,00	1431,96	0,76
S30E180A	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	1653,00	1194,43	0,72
S30E210B	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	2246,00	0,00 ²	–
S30E280A	O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000)	1940,00	1263,86	0,65
6C12-18-12	Perea (2010)	2584,40	2501,10	0,97
7C20-18-12	Perea (2010)	5872,00	9364,86	1,59
14C12-26-12	Perea (2010)	1717,00	1110,31	0,65
15C20-26-12	Perea (2010)	5013,10	4710,10	0,94
18C5-26-12	Perea (2010)	627,20	600,85	0,96
C100-3-2-70-20-1	Portolés et al. (2011a)	248,58	265,60	1,07
C100-3-2-70-50-1	Portolés et al. (2011a)	151,59	162,93	1,07
C100-3-2-90-20-1	Portolés et al. (2011a)	271,04	296,06	1,09
C100-3-2-90-50-1	Portolés et al. (2011a)	154,24	171,63	1,11
C100-3-3-70-20-1	Portolés et al. (2011a)	159,55	184,95	1,16
C100-3-3-70-50-1	Portolés et al. (2011a)	102,75	122,49	1,19
C100-3-3-90-20-1	Portolés et al. (2011a)	160,33	195,71	1,22
C100-3-3-90-50-1	Portolés et al. (2011a)	106,80	124,83	1,17
C100-5-2-70-20-1	Portolés et al. (2011a)	313,55	345,42	1,10
C100-5-2-70-50-1	Portolés et al. (2011a)	183,81	213,14	1,16
C100-5-2-90-20-1	Portolés et al. (2011a)	330,40	383,34	1,16
C100-5-2-90-50-1	Portolés et al. (2011a)	213,46	232,68	1,09
C100-5-3-70-20-1	Portolés et al. (2011a)	231,35	254,47	1,10
C100-5-3-70-50-1	Portolés et al. (2011a)	153,16	171,41	1,12
C100-5-3-90-20-1	Portolés et al. (2011a)	246,82	261,73	1,06
C100-5-3-90-50-1	Portolés et al. (2011a)	164,95	177,60	1,08
C125-5-3-90-20-1	Portolés et al. (2011a)	474,17	482,42	1,02
C125-5-3-90-50-1	Portolés et al. (2011a)	317,90	322,85	1,02
C125-5-3-90-20-2	Portolés et al. (2011a)	489,47	501,20	1,02
C125-5-3-90-50-2	Portolés et al. (2011a)	322,97	323,37	1,00
C160-6-3-90-20-1	Portolés et al. (2011a)	1012,50	1018,10	1,01
C160-6-3-70-50-1	Portolés et al. (2011a)	642,16	659,19	1,03
C160-6-3-90-20-2	Portolés et al. (2011a)	1011,50	1004,62	0,99
C160-6-3-90-50-1	Portolés et al. (2011a)	686,21	0,00 ²	–
1	Rangan e Joyce (1992)	430,00	332,83	0,77
2	Rangan e Joyce (1992)	235,00	239,03	1,02
3	Rangan e Joyce (1992)	350,00	330,15	0,94
4	Rangan e Joyce (1992)	190,00	202,10	1,06

Tabela 3.2: Capacidades resistentes obtidas experimentalmente e numericamente para as amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão excêntrica.

(continuação)

Amostra	Estudo experimental de referência	N_{exp} (kN)	N_{MEF} (kN)	$\frac{N_{MEF}}{N_{exp}}$
5	Rangan e Joyce (1992)	315,00	320,97	1,02
6	Rangan e Joyce (1992)	280,00	290,33	1,04
7	Rangan e Joyce (1992)	140,00	165,89	1,18
8	Rangan e Joyce (1992)	220,00	0,00 ²	–
9	Rangan e Joyce (1992)	126,00	137,49	1,09
16	Zeghiche e Chaoui (2005)	1697,00	1493,08	0,88
17	Zeghiche e Chaoui (2005)	1394,00	0,00 ²	–
18	Zeghiche e Chaoui (2005)	1212,00	0,00 ²	–
19	Zeghiche e Chaoui (2005)	1091,00	0,00 ²	–
20	Zeghiche e Chaoui (2005)	963,00	959,51	1,00
21	Zeghiche e Chaoui (2005)	848,00	804,40	0,95
22	Zeghiche e Chaoui (2005)	727,00	0,00 ²	–
23	Zeghiche e Chaoui (2005)	666,00	642,89	0,97

Observações:

1) Valor indisponível.

2) Amostras para as quais não foi possível obter resultados.

1,10, enquanto, nas amostras com perfil de aço com razão D/t igual a 42, esse valor diminuiu para 1,06. As amostras com razões L/D iguais a 11 e 32, por outro lado, apresentaram razões N_{MEF}/N_{exp} iguais a 1,00 e 1,12, respectivamente. Por fim, as amostras ensaiadas por Rangan e Joyce (1992) com razão e/D igual a 0,10 apresentaram uma média para N_{MEF}/N_{exp} igual a 0,94, enquanto, nas amostras com razão e/D igual a 0,30, esse valor aumentou para 1,09.

Observa-se na Figura 3.13, por outro lado, que o modelo numérico subestimou a capacidade resistente das amostras do estudo experimental de O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000), que apresentam elevada razão D/t e baixas razões L/D e e/D .

Vale ressaltar que a amostra 7C20-18-12 do estudo experimental de Perea (2010) deve ser desconsiderada da análise dos resultados devido ao fato de sua capacidade resistente não ter sido obtida experimentalmente. Isso ocorreu em função da capacidade de carga do equipamento utilizado no ensaio, que foi alcançada anteriormente à ruptura da amostra.

3.5.2 Previsão do gráfico de força versus deslocamento

Para melhor organização deste trabalho, apresenta-se no Apêndice B a comparação entre os gráficos de força *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as

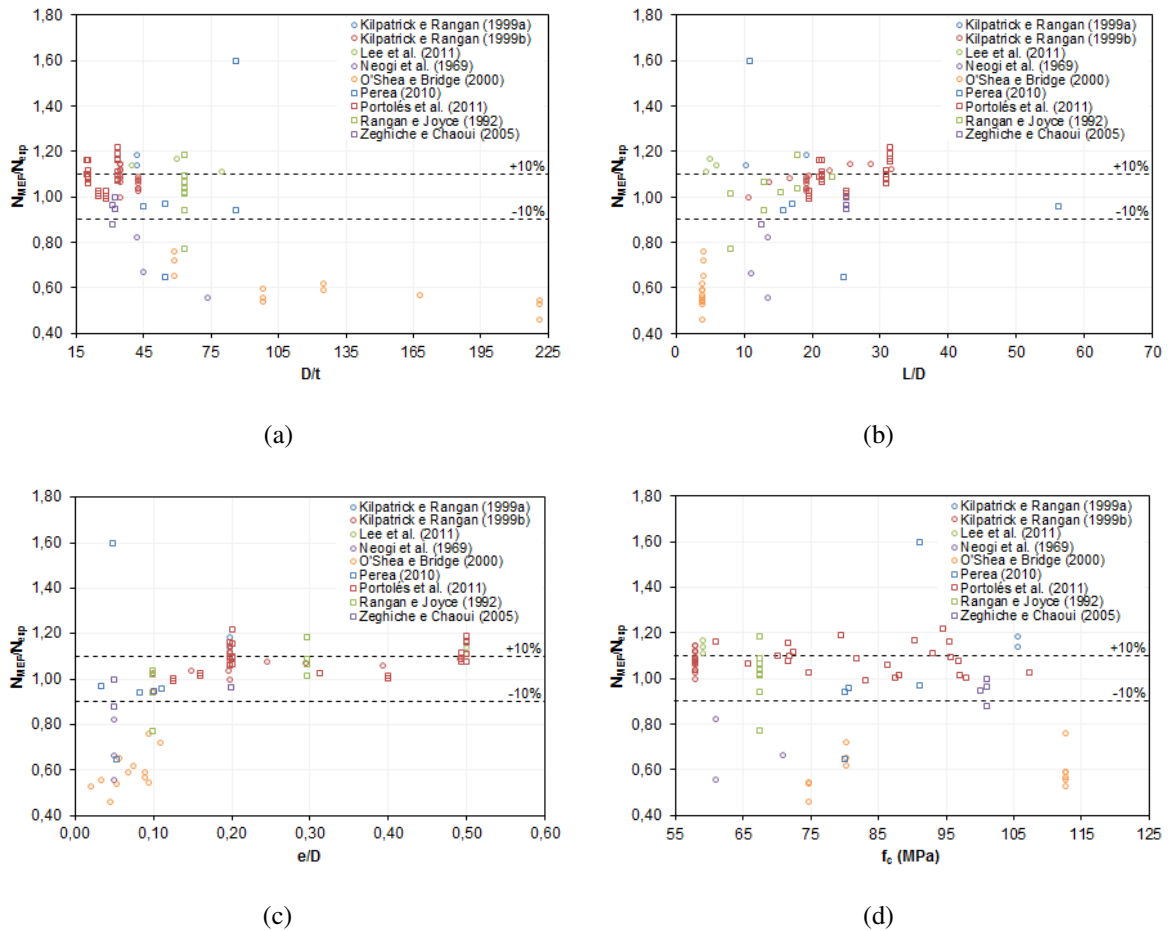


Figura 3.13: Razões N_{MEF}/N_{exp} obtidas para as amostras de pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão excêntrica em função da razão D/t (a), da razão L/D (b), da razão e/D (c) e da resistência à compressão do concreto investigada em cada caso (d).

amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada e excêntrica.

O modelo numérico mostrou boa aproximação da forma dos gráficos com a maioria dos ensaios, tendo sido capaz de prever, por exemplo, eventuais trechos descendentes após terem sido atingidas as capacidades resistentes das amostras. A rigidez de boa parte das amostras também foi adequadamente estimada, conforme apresentado nas Figuras B.7, B.8, B.11, B.14 e B.15, entre outras. Para as amostras ensaiadas por Oliveira (2008) (Figura B.11), é possível constatar que as amostras com razão D/t igual a 19 apresentaram melhor aproximação da rigidez que aquelas com razão D/t igual a 34, ao contrário do que foi verificado para a capacidade resistente. Citam-se como exceções as amostras do estudo experimental de Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016), que tiveram a rigidez superestimada pelo modelo numérico, conforme ilustrado na Figura B.3.

3.5.3 Previsão do modo de falha

Grande parte dos estudos experimentais em pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada utilizados para verificação do modelo numérico menciona a flambagem local como modo de falha das amostras (ABED ET AL., 2013; EKMEKYAPAR E AL-ELIWI, 2016; GIAKOUHELIS E LAM, 2004; OLIVEIRA, 2008). Han et al. (2005) afirmam, no entanto, que se trata de um mecanismo de falha local com formação de dobras voltadas para fora do perfil de aço. Apesar dessa discussão, o termo flambagem local foi adotado neste trabalho devido à sua recorrência na literatura.

Algumas das amostras ensaiadas por Abed et al. (2013), Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016), Giakoumelis e Lam (2004), Liew e Xiong (2012) e Oliveira (2008) apresentaram a flambagem local como modo de falha preponderante, apesar de respeitarem os limites estabelecidos pelas normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) para esse estado-limite último. Pela localização das semi-ondas de flambagem nas amostras ensaiadas por Abed et al. (2013), Giakoumelis e Lam (2004) e Oliveira (2008), apresentada na Figura 3.14, acredita-se que a ocorrência da flambagem local nesses casos está associada às condições de extremidade (OLIVEIRA, 2008). É possível constatar na Figura 3.14(a) que algumas das amostras ensaiadas por Abed et al. (2013) evidenciaram, além disso, o esmagamento do concreto em sua região central.

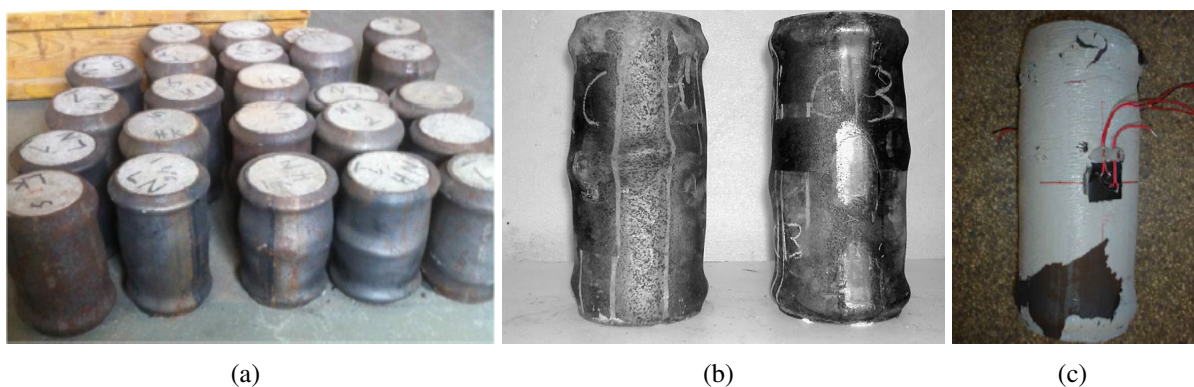


Figura 3.14: Modos de falha típicos das amostras dos estudos experimentais de Abed et al. (2013) (a) e Giakoumelis e Lam (2004) (b) e da amostra P2-60-3D-E do estudo experimental de Oliveira (2008) (c).

Por estarem fora dos limites estabelecidos pelas normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), algumas das amostras ensaiadas por Han et al. (2005) e O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000) também apresentaram a flambagem local como principal modo de falha.

Por outro lado, as amostras ensaiadas por De Nardin e El Debs (2007), Johansson e Gylltoft (2002) e Zeghiche e Chaoui (2005), bem como algumas das amostras com as maiores razões

L/D nos estudos experimentais de Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016) e Oliveira (2008), apresentaram a flambagem global como modo de falha preponderante, conforme ilustrado na Figura 3.15.

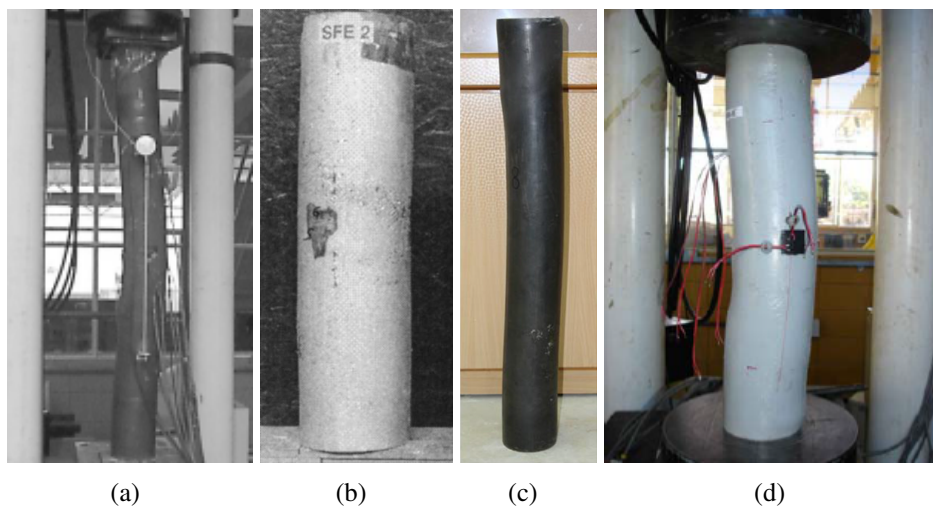


Figura 3.15: Ruptura por flambagem global nas amostras CFRC-4,8C (DE NARDIN E EL DEBS, 2007) (a), SFE (JOHANSSON E GYLLTOFT, 2002) (b), 114,3-5,90-900-107 (EKMEKYAPAR E AL-ELIWI, 2016) (c) e P2-60-5D-E (OLIVEIRA, 2008) (d).

Outros modos de falha observados para as amostras de pilares mistos axialmente carregados foram o enrugamento do perfil de aço e o cisalhamento do núcleo de concreto, apresentados na Figura 3.16.

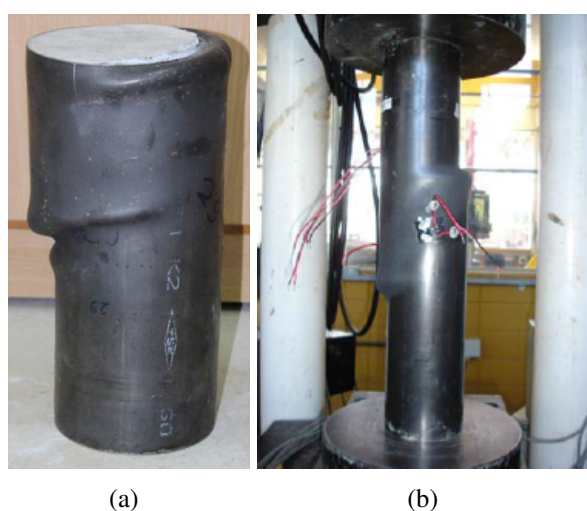


Figura 3.16: Ruptura por enrugamento do perfil de aço na amostra 114,3-2,74-300-66 (EKMEKYAPAR E AL-ELIWI, 2016) (a) e por cisalhamento do núcleo de concreto na amostra P1-60-5D-3 (OLIVEIRA, 2008) (b).

Conclui-se, portanto, que a ruptura das amostras de pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão centrada ocorreu predominantemente por flambagem local e,

no caso das amostras com razões L/D mais expressivas, por flambagem global. Devido à desconsideração das imperfeições iniciais locais e globais, entretanto, o modelo numérico não foi capaz de reproduzir esses modos de falha.

À exceção de algumas das amostras ensaiadas por Lee et al. (2011), que apresentaram a flambagem local como principal modo de falha por estarem fora dos limites estabelecidos pelas normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) para esse estado-limite último, as amostras de pilares mistos preenchidos com concreto submetidos à compressão excêntrica falharam predominantemente por flambagem global. Nesses casos, devido à consideração das imperfeições iniciais globais, o modelo numérico foi capaz de reproduzir esse modo de falha, conforme apresentado nas Figuras 3.17 a 3.21.

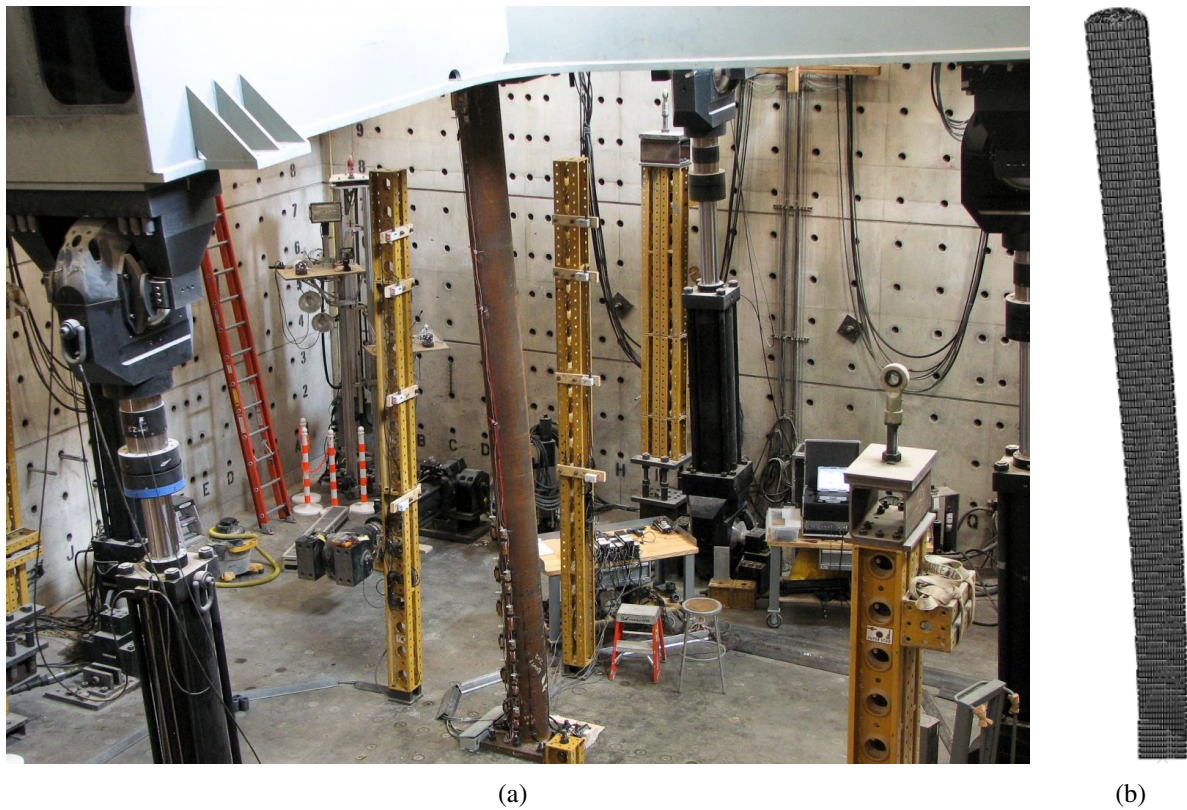


Figura 3.17: Ruptura por flambagem global na amostra 6C12-18-12 Perea (2010) segundo os resultados obtidos experimentalmente (a) e numericamente (b).

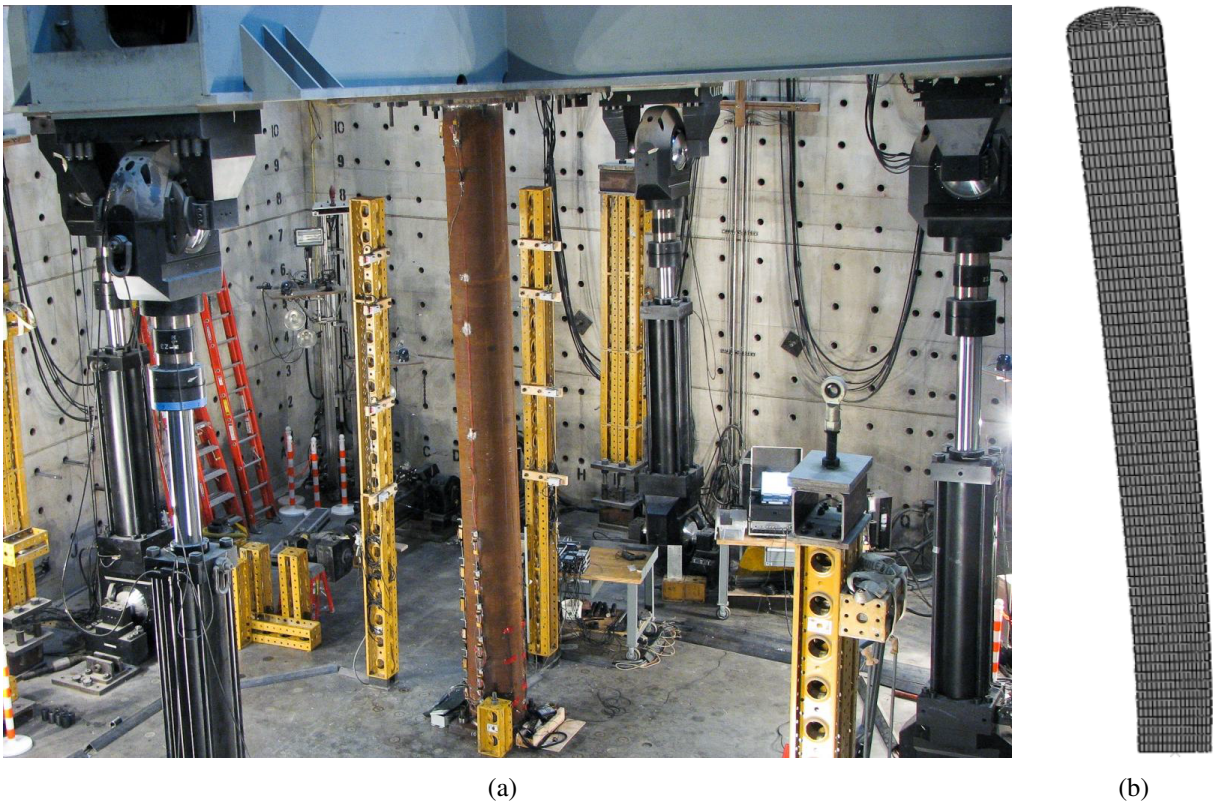


Figura 3.18: Ruptura por flambagem global na amostra 7C20-18-12 Perea (2010) segundo os resultados obtidos experimentalmente (a) e numericamente (b).

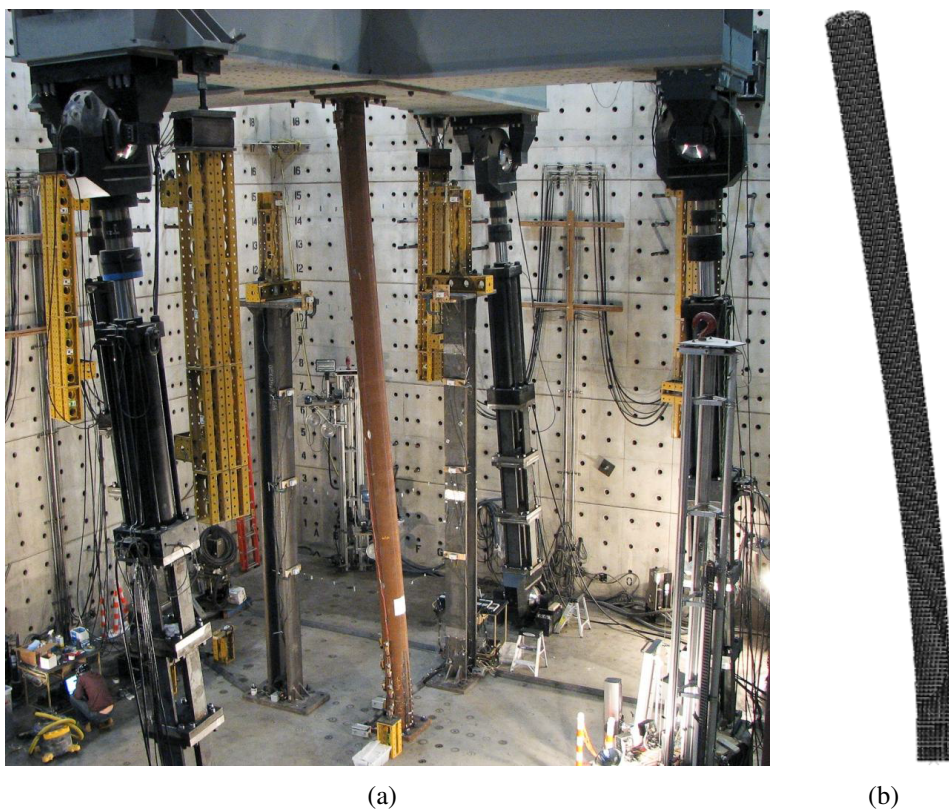


Figura 3.19: Ruptura por flambagem global na amostra 14C12-26-12 Perea (2010) segundo os resultados obtidos experimentalmente (a) e numericamente (b).

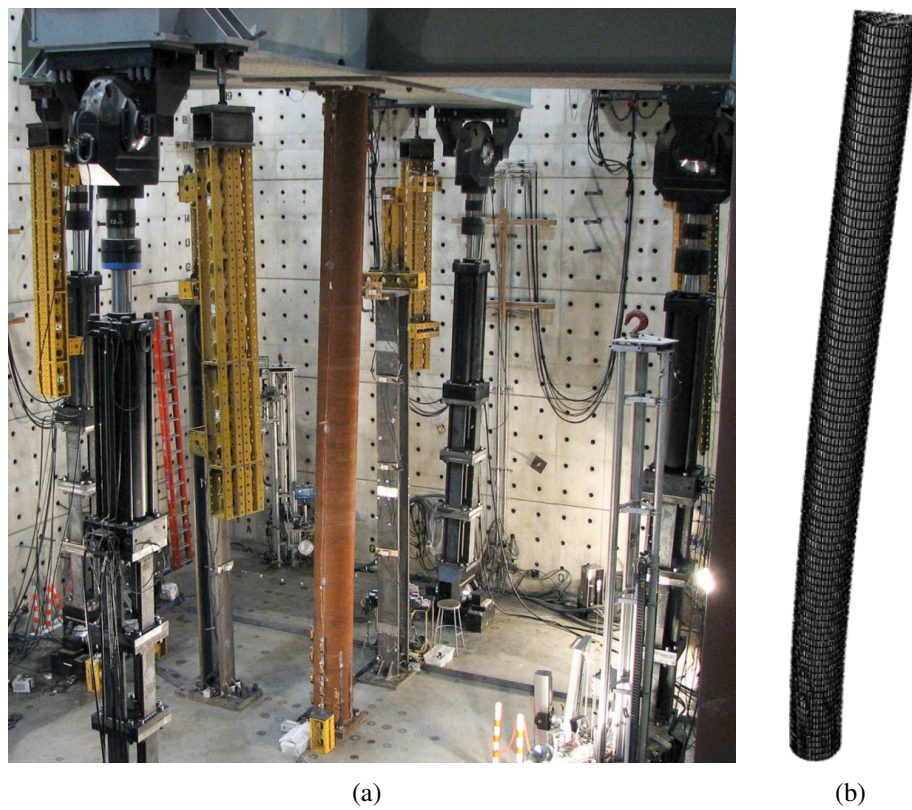


Figura 3.20: Ruptura por flambagem global na amostra 15C20-26-12 Perea (2010) segundo os resultados obtidos experimentalmente (a) e numericamente (b).

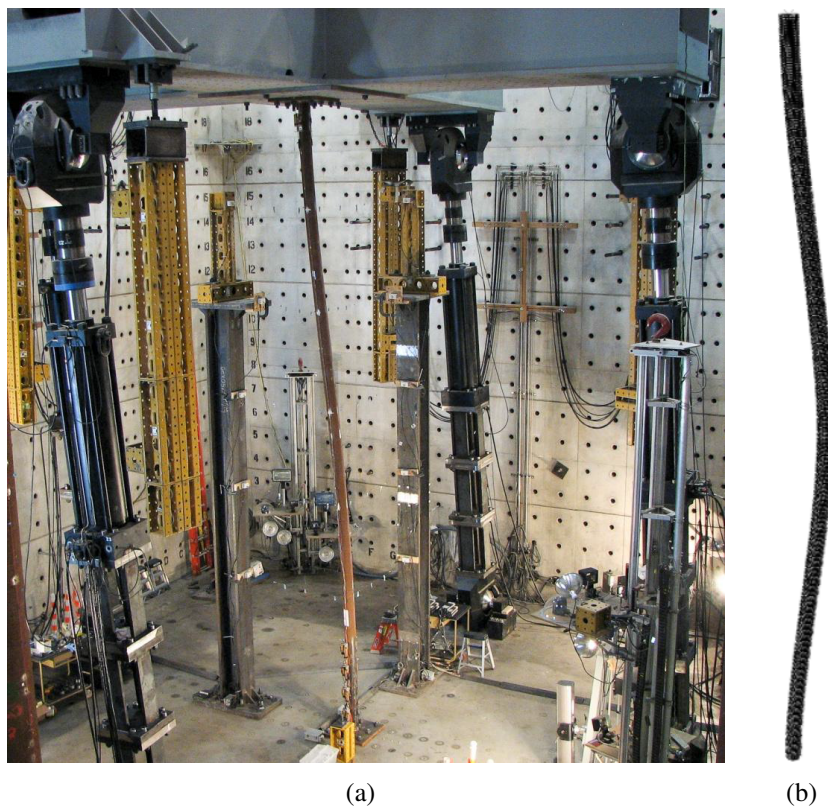


Figura 3.21: Ruptura por flambagem global na amostra 18C5-26-12 Perea (2010) segundo os resultados obtidos experimentalmente (a) e numericamente (b).

Capítulo 4

Estudo Paramétrico

4.1 Considerações Iniciais

Apresenta-se neste capítulo o estudo paramétrico conduzido para de avaliar a influência de alguns parâmetros na capacidade resistente e no comportamento estrutural de pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada, a saber: diâmetro e espessura da parede do perfil de aço, índice de esbeltez reduzido do pilar misto e resistência à compressão do concreto. Outro tema abordado neste capítulo é a precisão das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B com inclusão das recomendações de Liew e Xiong, 2015) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) na determinação da força axial de compressão resistente desses pilares.

4.2 Definição dos Modelos Numéricos

Vinte e quatro modelos de elementos finitos foram desenvolvidos no programa comercial ABAQUS (DASSAULT SYSTÈMES, 2014C) com o objetivo de verificar a influência de alguns parâmetros na capacidade resistente e no comportamento estrutural de pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada. A metodologia descrita e validada no Capítulo 3 foi utilizada. Os parâmetros variados nas simulações foram o diâmetro e a espessura da parede do perfil de aço, o índice de esbeltez reduzido do pilar misto e a resistência à compressão do concreto. A resistência ao escoamento do aço e o coeficiente de flambagem por flexão, por outro lado, foram mantidos iguais a 350 MPa e 1,00, respectivamente.

As propriedades dos pilares mistos analisados são apresentadas na Tabela 4.1. É importante observar que esses pilares foram designados por uma sequência de caracteres composta pela letra C (do inglês *column*), pelo diâmetro e pela razão D/t do perfil de aço, pela classificação do

comprimento do pilar (letras S, I e L, do inglês *short*, *intermediate* e *large*) e pela resistência à compressão do concreto, respectivamente. A sequência C-200-30-S-55, por exemplo, refere-se a um pilar misto com perfil de aço com diâmetro igual a 200 mm e razão D/t igual a 30, classificado em curto (índice de esbeltez reduzido igual a 0,50) e com resistência à compressão do concreto igual a 55 MPa.

Tabela 4.1: Propriedades dos pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência empregados no estudo paramétrico.

Pilar misto	D (mm)	t (mm)	D/t	K	f_y (MPa)	f_c (MPa)	λ
C-200-30-S-55	200,00	6,67	30	1,00	350,00	55,00	0,50
C-200-30-I-55	200,00	6,67	30	1,00	350,00	55,00	1,00
C-200-30-L-55	200,00	6,67	30	1,00	350,00	55,00	2,00
C-200-30-S-90	200,00	6,67	30	1,00	350,00	90,00	0,50
C-200-30-I-90	200,00	6,67	30	1,00	350,00	90,00	1,00
C-200-30-L-90	200,00	6,67	30	1,00	350,00	90,00	2,00
C-200-60-S-55	200,00	3,33	60	1,00	350,00	55,00	0,50
C-200-60-I-55	200,00	3,33	60	1,00	350,00	55,00	1,00
C-200-60-L-55	200,00	3,33	60	1,00	350,00	55,00	2,00
C-200-60-S-90	200,00	3,33	60	1,00	350,00	90,00	0,50
C-200-60-I-90	200,00	3,33	60	1,00	350,00	90,00	1,00
C-200-60-L-90	200,00	3,33	60	1,00	350,00	90,00	2,00
C-600-30-S-55	600,00	20,00	30	1,00	350,00	55,00	0,50
C-600-30-I-55	600,00	20,00	30	1,00	350,00	55,00	1,00
C-600-30-L-55	600,00	20,00	30	1,00	350,00	55,00	2,00
C-600-30-S-90	600,00	20,00	30	1,00	350,00	90,00	0,50
C-600-30-I-90	600,00	20,00	30	1,00	350,00	90,00	1,00
C-600-30-L-90	600,00	20,00	30	1,00	350,00	90,00	2,00
C-600-60-S-55	600,00	10,00	60	1,00	350,00	55,00	0,50
C-600-60-I-55	600,00	10,00	60	1,00	350,00	55,00	1,00
C-600-60-L-55	600,00	10,00	60	1,00	350,00	55,00	2,00
C-600-60-S-90	600,00	10,00	60	1,00	350,00	90,00	0,50
C-600-60-I-90	600,00	10,00	60	1,00	350,00	90,00	1,00
C-600-60-L-90	600,00	10,00	60	1,00	350,00	90,00	2,00

O comprimento dos pilares mistos apresentados na Tabela 4.1 foi calculado a partir das prescrições da norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), considerando-se para o módulo de elasticidade do concreto a formulação indicada na norma ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014; Equação 3.15) e agregados graúdos de granito e gnaiss (Tabela 4.2). Vale ressaltar que imperfeições iniciais globais na forma de meia onda senoidal com amplitude máxima igual a $L/300$ (CEN, 2004B) foram modeladas para esses pilares, conforme ilustrado na Figura 4.1. Por se tratarem de seções transversais compactas conforme a classificação das normas ABNT

Tabela 4.2: Propriedades derivadas do comprimento e força máxima obtida numericamente para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência analisados no estudo paramétrico.

Pilar misto	L (mm)	L/D	$L/300$ (mm)	N_{MEF} (kN)
C-200-30-S-55	2158,76	11	7,20	1617,99 ¹
C-200-30-I-55	4317,52	22	14,39	1599,71
C-200-30-L-55	8635,03	43	28,78	555,70
C-200-30-S-90	1940,99	10	6,47	2011,92 ¹
C-200-30-I-90	3881,99	19	12,94	1847,05
C-200-30-L-90	7763,97	39	25,88	599,14
C-200-60-S-55	2044,78	10	6,82	1519,20
C-200-60-I-55	4089,55	20	13,63	1264,17
C-200-60-L-55	8179,10	41	27,26	421,03
C-200-60-S-90	1798,21	9	5,99	1954,91
C-200-60-I-90	3596,43	18	11,99	1576,60
C-200-60-L-90	7192,85	36	23,98	476,76
C-600-30-S-55	6476,27	11	21,59	13616,18 ¹
C-600-30-I-55	12952,55	22	43,18	13557,96 ¹
C-600-30-L-55	25905,10	43	86,35	4968,14
C-600-30-S-90	5822,98	10	19,41	16024,16 ¹
C-600-30-I-90	11645,96	19	38,82	15966,16 ¹
C-600-30-L-90	23291,92	39	77,64	5349,68
C-600-60-S-55	6134,33	10	20,45	11705,38 ¹
C-600-60-I-55	12268,66	20	40,90	11390,36
C-600-60-L-55	24537,31	41	81,79	3751,08
C-600-60-S-90	5394,64	9	17,98	17517,16
C-600-60-I-90	10789,28	18	35,96	14199,58
C-600-60-L-90	21578,56	36	71,93	4252,36

Observações:

1) Pilares para os quais não foi possível obter a força máxima.

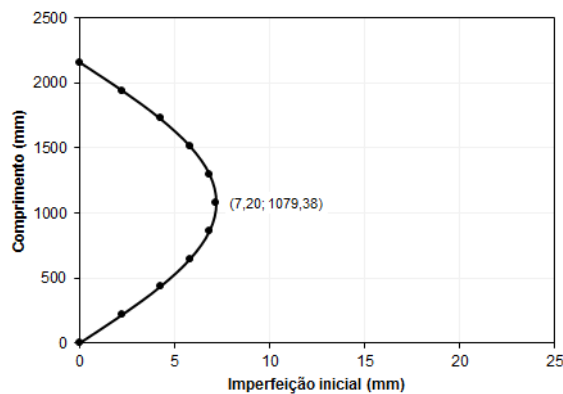


Figura 4.1: Imperfeições iniciais ao longo do comprimento do pilar misto C-200-30-S-55.

NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), as imperfeições iniciais locais foram desconsideradas.

4.3 Influência do Diâmetro do Perfil de Aço

Apresentam-se na Figura 4.2 as forças máximas obtidas numericamente para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência em função da variação do diâmetro do perfil de aço. Ao alterar esse parâmetro de 200 para 600 mm, houve um incremento médio de 766% na capacidade resistente dos pilares mistos, valor esse que é próximo ao incremento de área das seções transversais de aço e concreto (800%). Além disso, observa-se na Tabela 4.2 e na Figura 4.2 que a variação da força máxima foi mais expressiva para os pilares mistos com razão D/t do perfil de aço igual a 60, índice de esbelteza reduzido igual a 2,00 e resistência à compressão do concreto igual a 90 MPa.

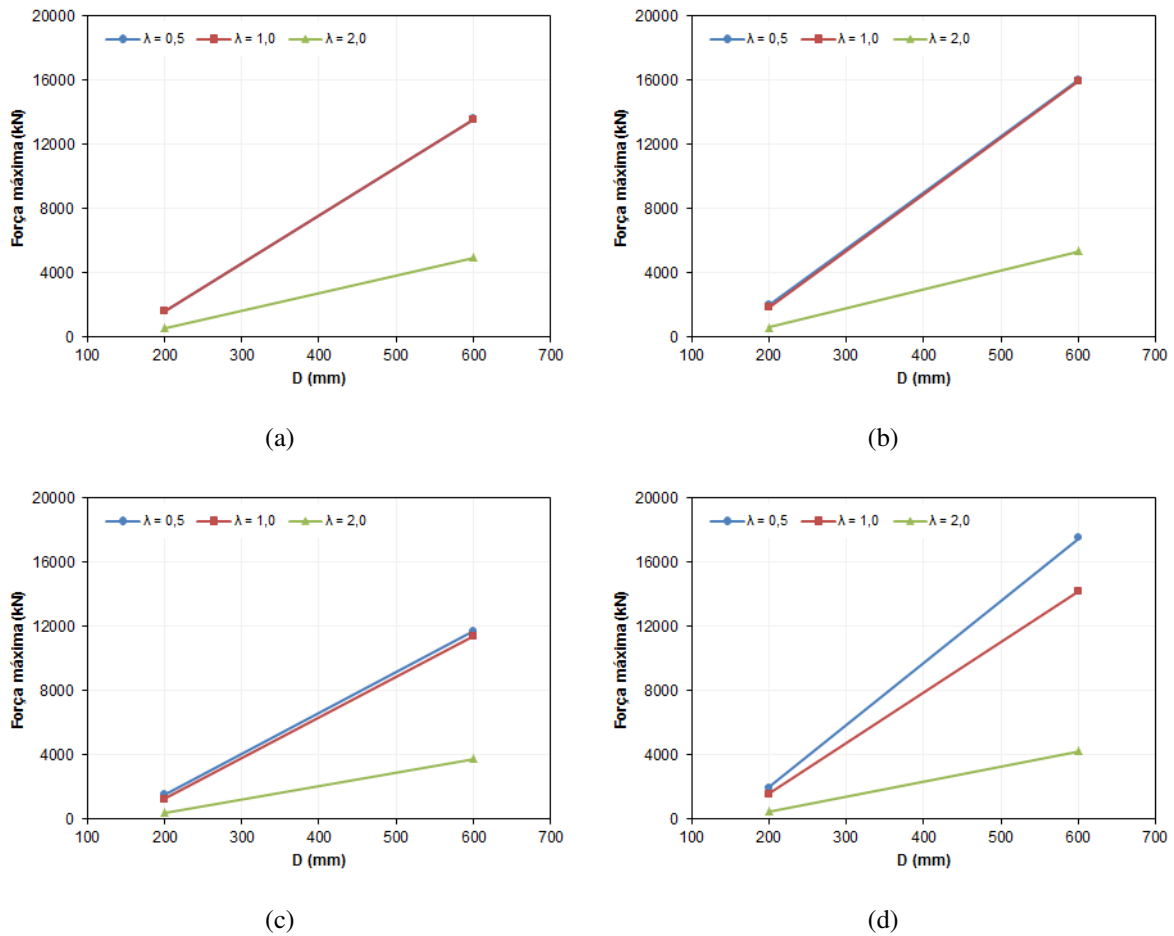


Figura 4.2: Influência do diâmetro do perfil de aço na capacidade resistente dos pilares mistos com $D/t = 30$ e $f_c = 55$ MPa (a), $D/t = 30$ e $f_c = 90$ MPa (b), $D/t = 60$ e $f_c = 55$ MPa (c) e $D/t = 60$ e $f_c = 90$ MPa (d).

É possível constatar na Figura 4.3, por outro lado, que os pilares mistos com diâmetro do perfil de aço igual a 600 mm apresentaram maior rigidez e maior deslocamento correspondente à força máxima que aqueles com diâmetro do perfil de aço igual a 200 mm.

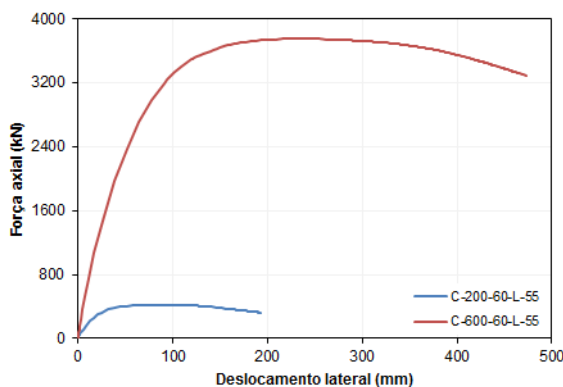


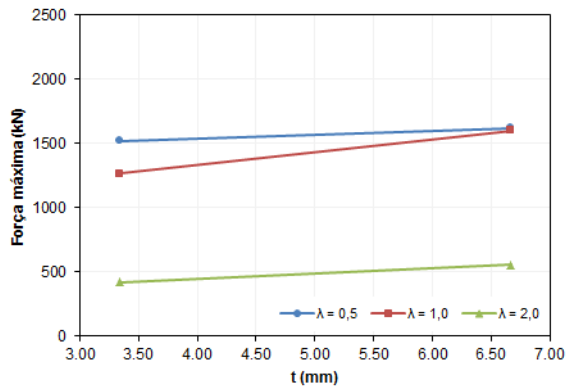
Figura 4.3: Comparação entre os gráficos de força *versus* deslocamento dos pilares mistos C-200-60-L-55 e C-600-60-L-55.

4.4 Influência da Espessura da Parede do Perfil de Aço

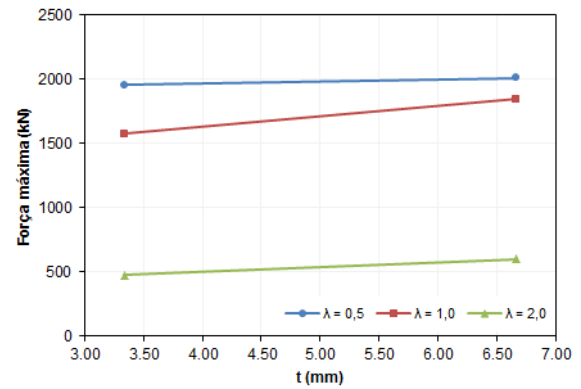
Apresentam-se na Figura 4.4 as forças máximas obtidas numericamente para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência em função da variação da espessura da parede do perfil de aço. Ao alterar a razão D/t do perfil de aço de 30 para 60, houve um decréscimo médio de 14% na capacidade resistente dos pilares mistos, o que pode ser atribuído à redução da área da seção transversal de aço e, conseqüentemente, do fator de contribuição desse material. Apesar da redução na seção transversal de aço corresponder a um aumento na seção transversal de concreto, a resistência ao escoamento do aço é muito superior à resistência à compressão do concreto, o que justifica a diminuição na capacidade resistente dos pilares mistos analisados.

Observa-se na Tabela 4.2 e na Figura 4.4 que a variação da força máxima foi mais expressiva para os pilares mistos com índice de esbeltez reduzido igual a 2,00 e resistência à compressão do concreto igual a 55 MPa. Vale ressaltar que os pilares mistos C-600-30-S-90 e C-600-60-S-90, apresentados na Figura 4.4(d), foram ligados por uma linha tracejada em virtude da força máxima não ter sido alcançada para o pilar C-600-30-S-90.

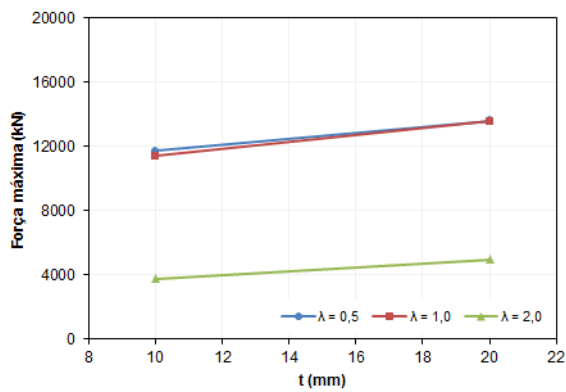
É possível constatar na Figura 4.5, por fim, que os pilares mistos com razão D/t do perfil de aço igual a 30 apresentaram maior rigidez e maior deslocamento correspondente à força máxima que aqueles com razão D/t do perfil de aço igual a 60.



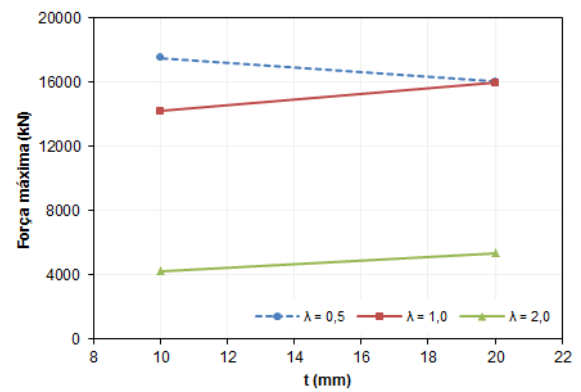
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.4: Influência da espessura da parede do perfil de aço na capacidade resistente dos pilares mistos com $D = 200$ mm e $f_c = 55$ MPa (a), $D = 200$ mm e $f_c = 90$ MPa (b), $D = 600$ mm e $f_c = 55$ MPa (c) e $D = 600$ mm e $f_c = 90$ MPa (d).

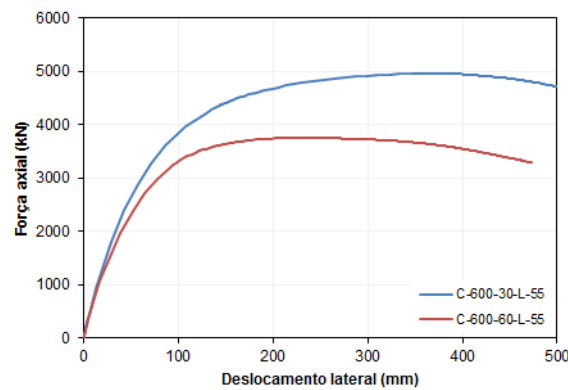


Figura 4.5: Comparação entre os gráficos de força *versus* deslocamento dos pilares mistos C-600-30-L-55 e C-600-60-L-55.

4.5 Influência do Índice de Esbeltez Reduzido do Pilar Misto

Apresentam-se na Figura 4.6 as forças máximas obtidas numericamente para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência em função da variação do índice de esbeltez reduzido. Ao alterar esse parâmetro de 0,50 para 1,00 e de 1,00 para 2,00, houve um decréscimo médio de 8% e 67% na capacidade resistente dos pilares mistos, respectivamente, o que pode ser atribuído à maior suscetibilidade dos pilares mais esbeltos à flambagem global. Além disso, observa-se na Tabela 4.2 e na Figura 4.6 que a variação da força máxima foi mais expressiva para os pilares mistos com razão D/t do perfil de aço igual a 60 e resistência à compressão do concreto igual a 90 MPa.

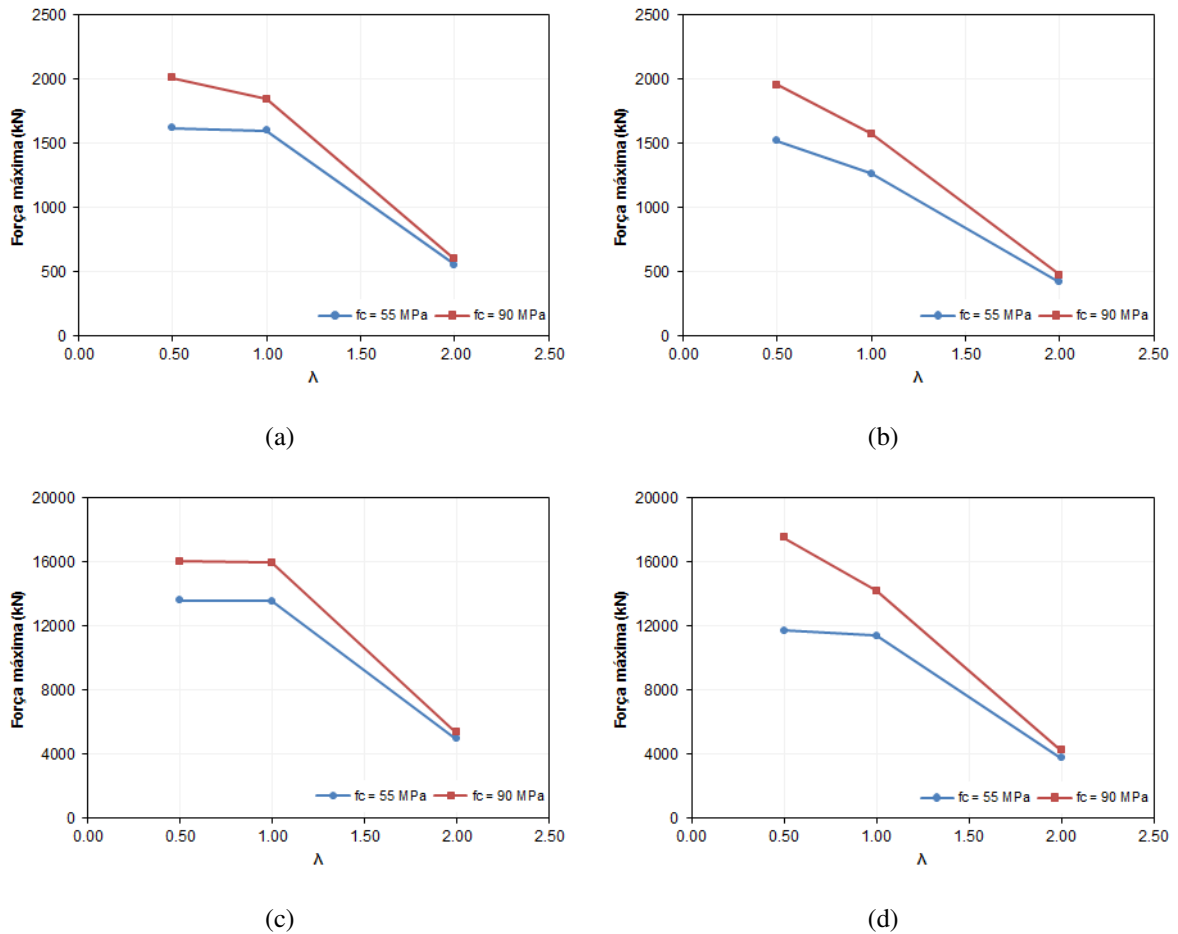


Figura 4.6: Influência do índice de esbeltez reduzido na capacidade resistente dos pilares mistos com $D = 200$ mm, $t = 6,67$ mm e $D/t = 30$ (a), $D = 200$ mm, $t = 3,33$ mm e $D/t = 60$ (b), $D = 600$ mm, $t = 20$ mm e $D/t = 30$ (c) e $D = 600$ mm, $t = 10$ mm e $D/t = 60$ (d).

É possível constatar na Figura 4.7, por outro lado, que os pilares mistos com os maiores índices de esbeltez reduzidos apresentaram as menores rigidezes e os maiores deslocamentos correspondentes à força máxima.

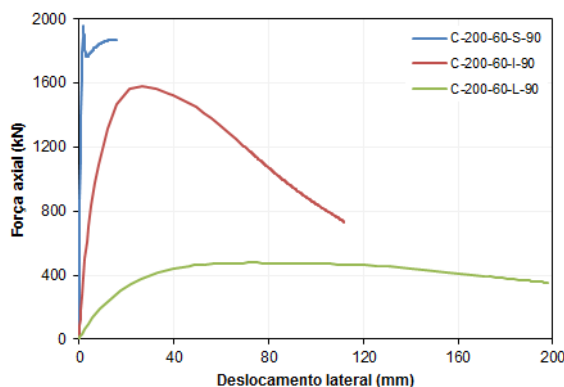
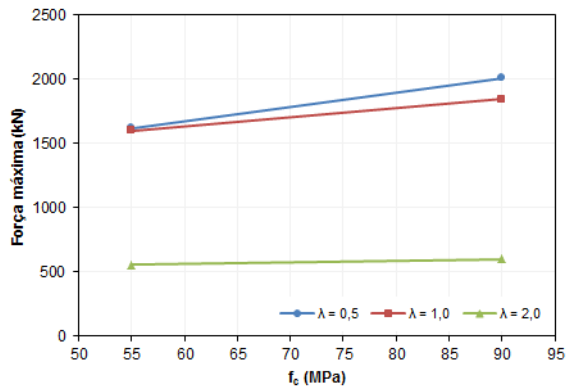


Figura 4.7: Comparação entre os gráficos de força *versus* deslocamento dos pilares mistos C-200-60-S-90, C-200-60-I-90 e C-200-60-L-90.

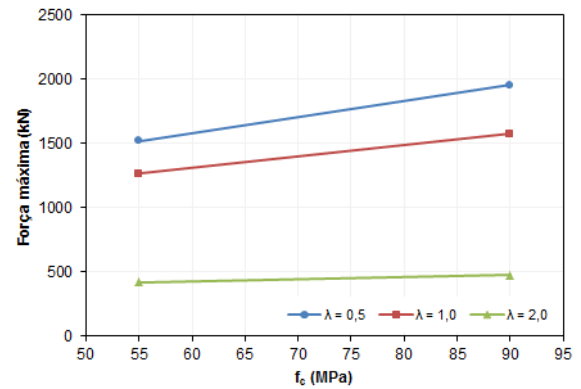
4.6 Influência da Resistência à Compressão do Concreto

Apresentam-se na Figura 4.8 as forças máximas obtidas numericamente para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência em função da variação da resistência à compressão desse material. Ao alterar esse parâmetro de 55 para 90 MPa, houve um incremento médio de 20% na capacidade resistente dos pilares mistos. Além disso, observa-se na Tabela 4.2 e na Figura 4.8 que a variação da força máxima foi mais expressiva para os pilares mistos com razão D/t do perfil de aço igual a 60 e índice de esbeltez reduzido igual a 0,50. Nos pilares C-200-30-L-55 e C-200-60-S-55, por exemplo, a alteração da resistência à compressão do concreto provocou um aumento na capacidade resistente de 8% e 29%, respectivamente.

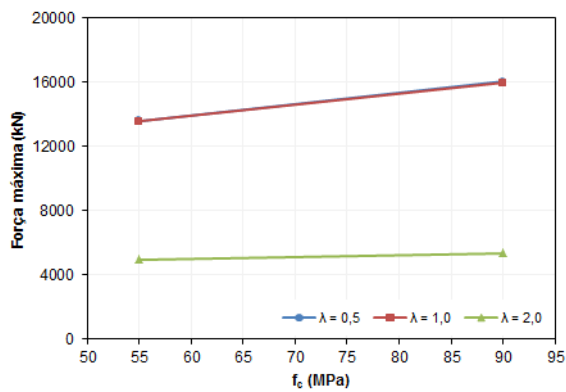
É possível constatar na Figura 4.9, por outro lado, que os pilares mistos com resistência à compressão do concreto igual a 90 MPa apresentaram maior rigidez e maior deslocamento correspondente à força máxima que aqueles com resistência à compressão do concreto igual a 55 MPa.



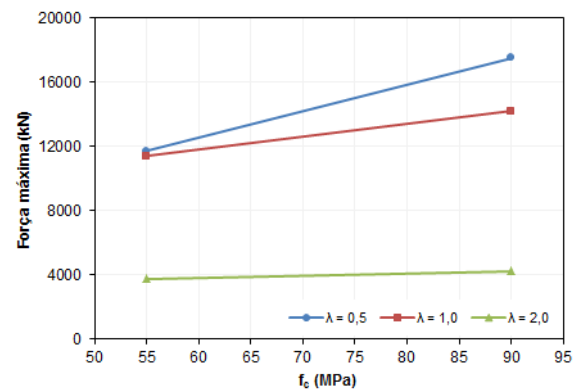
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.8: Influência da resistência à compressão do concreto na capacidade resistente dos pilares mistos com $D = 200$ mm, $t = 6,67$ mm e $D/t = 30$ (a), $D = 200$ mm, $t = 3,33$ mm e $D/t = 60$ (b), $D = 600$ mm, $t = 20$ mm e $D/t = 30$ (c) e $D = 600$ mm, $t = 10$ mm e $D/t = 60$ (d).

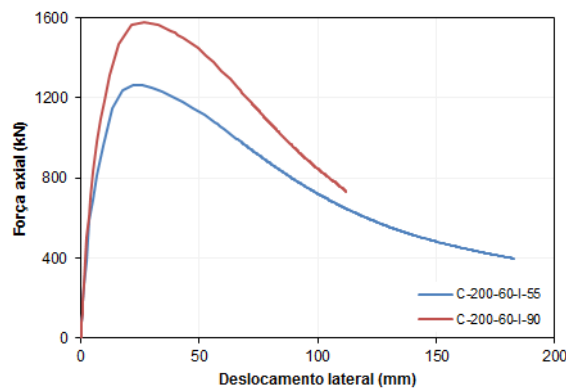


Figura 4.9: Comparação entre os gráficos de força *versus* deslocamento dos pilares mistos C-200-60-I-55 e C-200-60-I-90.

4.7 Comparação dos Resultados com Prescrições de Normas Técnicas

As capacidades resistentes obtidas numericamente para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência apresentados na Tabela 4.1 foram comparadas com os valores característicos calculados a partir das prescrições das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), a fim de verificar sua precisão. Vale ressaltar que os módulos de elasticidade dos materiais foram padronizados, tendo sido adotado um valor igual a 200.000 MPa para o aço (ABNT, 2008; AISC, 2016) e a formulação indicada na norma ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014; Equação 3.15) para o concreto, considerando-se agregados graúdos de granito e gnaisse. Os comprimentos dos pilares mistos apresentados na Tabela 4.2 foram mantidos e os índices de esbeltez reduzidos, por consequência, recalculados para cada norma analisada. Para o coeficiente de fluência, por outro lado, foi atribuído valor nulo, conforme recomendado pela norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008).

Apresenta-se na Tabela 4.3 a comparação entre as capacidades resistentes obtidas numericamente e analiticamente, pelas prescrições das normas supramencionadas, para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência analisados no estudo paramétrico. De maneira geral, os valores previstos pelas normas mostraram-se superiores aos resultados da modelagem numérica, tendo sido observadas para as razões N_{ABNT}/N_{MEF} , N_{CEN}/N_{MEF} e N_{AISC}/N_{MEF} médias iguais a 1,39, 1,33 e 1,33 e desvios padrão iguais a 0,20, 0,20 e 0,17, respectivamente. Para melhor visualização dos resultados, essas capacidades resistentes são apresentadas na Figura 4.10.

É possível constatar na Tabela 4.3 e na Figura 4.10 que as normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2014), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) forneceram capacidades resistentes muito próximas para os pilares mistos preenchidos com concreto com resistência à compressão igual a 55 MPa. No caso da norma europeia, essa aproximação foi possível devido ao efeito do confinamento do concreto não ter sido contabilizado para quaisquer dos pilares, que possuíam em sua maioria índice de esbeltez reduzido superior a 0,50. Apesar de possuírem índice de esbeltez reduzido igual a 0,49, os pilares C-200-30-S-90, C-200-60-S-90, C-600-30-S-90 e C-600-60-S-90 apresentaram coeficientes de confinamento que inviabilizaram o incremento da capacidade resistente ($\eta_s = 1,00$ e $\eta_c = 0,00$, consultar Equação 2.23).

Por outro lado, as capacidades resistentes dos pilares mistos preenchidos com concreto com resistência à compressão igual a 90 MPa previstas pelas normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2014), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) apresentaram variação significativa, sobretudo para os índices de esbeltez reduzidos em torno de

Tabela 4.3: Capacidades resistentes obtidas numericamente e analiticamente, pelas formulações das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2014), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência analisados no estudo paramétrico.

Pilar misto	N_{MEF} (kN)	N_{ABNT} (kN)	N_{CEN} (kN)	N_{AISC} (kN)	$\frac{N_{ABNT}}{N_{MEF}}$	$\frac{N_{CEN}}{N_{MEF}}$	$\frac{N_{AISC}}{N_{MEF}}$
C-200-30-S-55	1617,99 ¹	2564,26	2653,35	2578,94	1,58	1,64	1,59
C-200-30-I-55	1599,71	1873,41	1862,49	1916,67	1,17	1,16	1,20
C-200-30-L-55	555,70	624,23	610,38	660,25	1,12	1,10	1,19
C-200-30-S-90	2011,92 ¹	3383,80	3138,96	2952,77	1,68	1,56	1,47
C-200-30-I-90	1847,05	2472,15	2317,42	2295,92	1,34	1,25	1,24
C-200-30-L-90	599,14	823,74	793,42	878,36	1,37	1,32	1,47
C-200-60-S-55	1519,20	2030,69	2104,79	2022,67	1,34	1,39	1,33
C-200-60-I-55	1264,17	1483,59	1454,88	1460,27	1,17	1,15	1,16
C-200-60-L-55	421,03	494,34	471,26	476,31	1,17	1,12	1,13
C-200-60-S-90	1954,91	2909,82	2628,02	2419,23	1,49	1,34	1,24
C-200-60-I-90	1576,60	2125,86	1937,53	1850,84	1,35	1,23	1,17
C-200-60-L-90	476,76	708,35	662,91	679,77	1,49	1,39	1,43
C-600-30-S-55	13616,18 ¹	23078,36	23880,15	23210,47	1,69	1,75	1,70
C-600-30-I-55	13557,96 ¹	16860,65	16762,37	17250,05	1,24	1,24	1,27
C-600-30-L-55	4968,14	5618,08	5493,41	5942,24	1,13	1,11	1,20
C-600-30-S-90	16024,16 ¹	30454,24	28250,60	26574,91	1,90	1,76	1,66
C-600-30-I-90	15966,16 ¹	22249,34	20856,81	20663,24	1,39	1,31	1,29
C-600-30-L-90	5349,68	7413,63	7140,77	7905,24	1,39	1,33	1,48
C-600-60-S-55	11705,38 ¹	18276,24	18943,08	18204,00	1,56	1,62	1,56
C-600-60-I-55	11390,36	13352,30	13093,88	13142,46	1,17	1,15	1,15
C-600-60-L-55	3751,08	4449,08	4241,34	4286,83	1,19	1,13	1,14
C-600-60-S-90	17517,16	26188,38	23652,18	21773,11	1,50	1,35	1,24
C-600-60-I-90	14199,58	19132,78	17437,80	16657,53	1,35	1,23	1,17
C-600-60-L-90	4252,36	6375,17	5966,23	6117,96	1,50	1,40	1,44

Observações:

1) Pilares mistos para os quais não foi possível obter a força máxima.

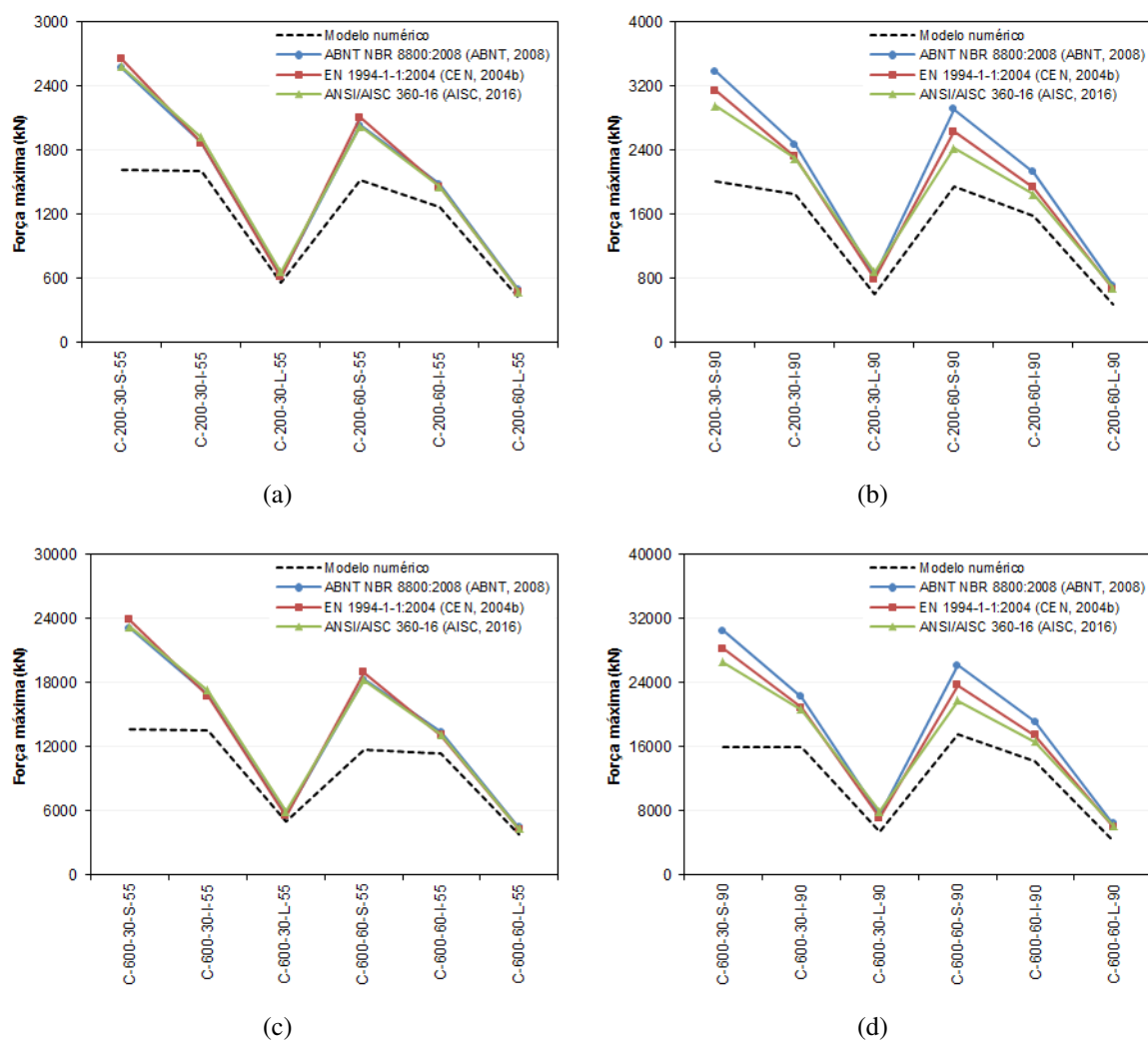


Figura 4.10: Capacidades resistentes obtidas numericamente e analiticamente, pelas formulações das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2014), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), para os pilares mistos com $D = 200$ mm e $f_c = 55$ MPa (a), $D = 200$ mm e $f_c = 90$ MPa (b), $D = 600$ mm e $f_c = 55$ MPa (c) e $D = 600$ mm e $f_c = 90$ MPa (d).

0,50 e 1,00. As normas brasileira e americana forneceram os maiores e menores valores de capacidade resistente, respectivamente, o que pode ser atribuído à aplicabilidade dessas formulações para os concretos de alta resistência. Apesar de terem sido utilizadas neste trabalho, as equações da norma brasileira são válidas para concretos com resistência à compressão até 50 MPa. A utilização dessas equações para a resistência à compressão igual a 90 MPa conduziu a um dimensionamento estrutural inseguro. A norma americana, por sua vez, permite a utilização de concretos com resistência à compressão superior a 69 MPa, desde que o incremento acima desse valor seja utilizado somente no cálculo da rigidez dos pilares mistos. Essa premissa levou a capacidades resistentes conservadoras quando pilares mistos preenchidos com concreto com resistência à compressão igual a 90 MPa foram analisados. A norma europeia, por fim, forneceu valores intermediários em relação às supramencionadas.

Apresenta-se na Figura 4.11 uma nova comparação entre as capacidades resistentes obtidas numericamente e analiticamente, pelas prescrições das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência analisados no estudo paramétrico. Nessa comparação, a formulação da norma brasileira foi modificada com intuito de tornar seu dimensionamento estrutural menos inseguro para as classes de concreto de alta resistência. É importante mencionar que os resultados mostrados na Figura 4.11 foram obtidos pela substituição do coeficiente α na Equação 2.8 pelo fator de redução da resistência do concreto (η) recomendado por Liew e Xiong (2015) e apresentado na Equação 2.22. A análise dessa figura permite concluir que a modificação realizada aproximou consideravelmente as capacidades resistentes previstas pelas normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) e EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B).

Por fim, observa-se na Tabela 4.3 e na Figura 4.10 que o modelo numérico subestimou a capacidade resistente de forma mais acentuada para os pilares mistos preenchidos com concreto com resistência à compressão igual a 90 MPa e índices de esbeltez reduzidos em torno de 0,50 e 1,00. Acredita-se que, à exceção dos pilares para os quais não foi possível obter a força máxima (C-200-30-S-55, C-200-30-S-90, C-600-30-S-55, C-600-30-I-55, C-600-30-S-90, C-600-30-I-90 e C-600-60-S-55), a subestimativa da capacidade resistente esteja relacionada à imperfeição inicial global adotada, que é elevada (PORTOLÉS ET AL., 2011B).

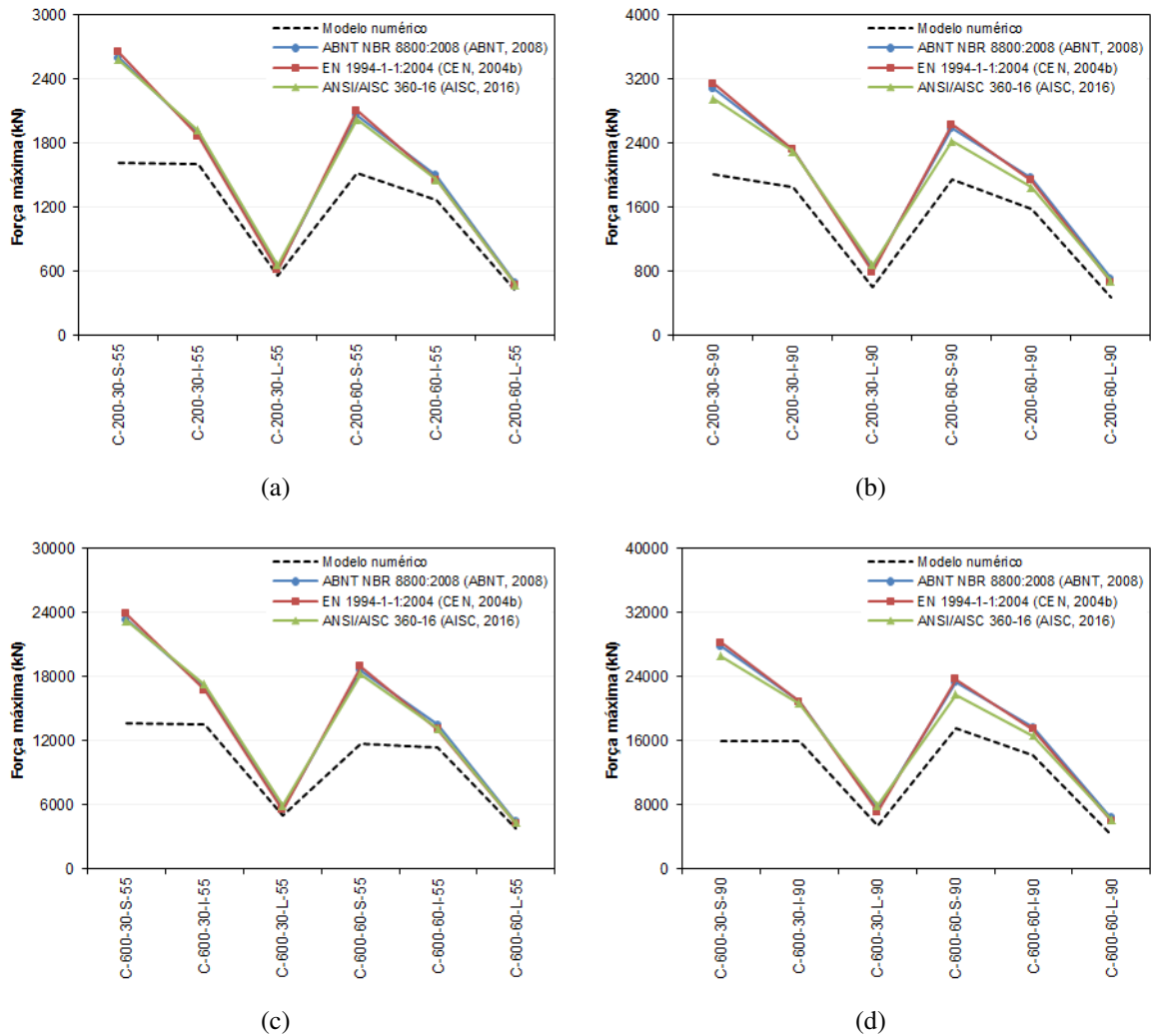


Figura 4.11: Capacidades resistentes obtidas numericamente e analiticamente, pelas formulações das normas ABNT NBR 8800:2008 modificada (ABNT, 2014; LIEW E XIONG, 2015; CEN, 2004A), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), para os pilares mistos com $D = 200$ mm e $f_c = 55$ MPa (a), $D = 200$ mm e $f_c = 90$ MPa (b), $D = 600$ mm e $f_c = 55$ MPa (c) e $D = 600$ mm e $f_c = 90$ MPa (d).

Capítulo 5

Conclusões

5.1 Considerações Finais

A recente inclusão do concreto de alta resistência na norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) tende a contribuir para sua ampla utilização, inclusive em estruturas mistas. Devido à desconsideração desse material pela norma ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), entretanto, e mesmo por normas internacionais (CEN, 2004B), novas pesquisas se tornam necessárias para verificar a influência do acréscimo de resistência no comportamento de estruturas mistas de aço e concreto. Nesse contexto, este trabalho teve como objetivo desenvolver um modelo de elementos finitos capaz de avaliar a capacidade resistente e o comportamento estrutural de pilares mistos constituídos por perfis tubulares circulares de aço preenchidos com concreto de alta resistência.

A modelagem numérica foi realizada a partir do programa comercial ABAQUS (DASSAULT SYSTÈMES, 2014C). Modelos matemáticos não lineares foram selecionados para descrever a relação entre a tensão e a deformação dos materiais, tendo sido incluído o efeito do confinamento do concreto (TAO ET AL., 2013A,B). Outros aspectos acerca do desenvolvimento do modelo numérico foram descritos, entre eles, a discretização da malha de elementos finitos, a modelagem da interface entre o aço e o concreto e a simulação das condições de contorno e do carregamento.

Um banco de dados de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência foi elaborado neste trabalho para a verificação do modelo numérico, tendo sido selecionadas 200 amostras de ensaios de compressão centrada e excêntrica conduzidos por diversos autores (ABED ET AL., 2013; DE NARDIN E EL DEBS, 2007; EKMEKYAPAR E AL-ELIWI, 2016; GIAKOUHELIS E LAM, 2004; HAN ET AL., 2005; JOHANSSON E GYLLTOFT, 2002; KILPATRICK E RANGAN, 1999A; KILPATRICK E RANGAN, 1999B; LEE ET AL., 2011; LIEW E XIONG, 2010 apud TAO ET AL., 2013B; LIEW E XIONG, 2012; NEOGI ET AL., 1969 apud

RANGAN E JOYCE, 1992; OLIVEIRA, 2008; O'SHEA E BRIDGE, 1997A,B apud O'SHEA E BRIDGE, 2000; PEREA, 2010; PORTOLÉS ET AL., 2011A; RANGAN E JOYCE, 1992; SAKINO ET AL., 2004; YU ET AL., 2007; ZEGHICHE E CHAOUI, 2005).

Verificou-se na etapa de calibração do modelo numérico que seus resultados apresentaram boa aproximação com a maioria dos ensaios no que se refere à capacidade resistente, ao gráfico de força *versus* deslocamento e ao modo de falha dos pilares mistos. Em alguns casos, entretanto, o efeito do confinamento do concreto foi superestimado e conduziu a um dimensionamento estrutural inseguro. Acredita-se que a modelagem das imperfeições iniciais locais nos pilares mistos sujeitos à flambagem local segundo a classificação de normas técnicas pertinentes (ABNT, 2008; CEN, 2004B; AISC, 2016) levaria a resultados mais precisos. O mesmo aconteceria se as imperfeições iniciais globais dos pilares mistos submetidos à compressão centrada fossem consideradas, sobretudo nas situações em que a razão L/D é superior a 10. Caso as imperfeições iniciais locais ou globais não sejam apresentadas nos estudos experimentais de referência, recomenda-se a adoção dos valores prescritos pela norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B).

Um estudo paramétrico foi conduzido com o objetivo de verificar a influência de alguns parâmetros na capacidade resistente e no comportamento estrutural de pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada, a saber: diâmetro e espessura da parede do perfil de aço, índice de esbeltez reduzido do pilar misto e resistência à compressão do concreto. Ao aumentar o diâmetro do perfil de aço, a capacidade resistente dos pilares mistos aumentou em proporção similar à registrada para o incremento de área das seções transversais de aço e concreto. Ao aumentar a razão D/t , por outro lado, a capacidade resistente diminuiu devido à redução da área da seção transversal de aço e do fator de contribuição desse material. Também foi observada entre o índice de esbeltez reduzido e a capacidade resistente dos pilares mistos uma relação inversamente proporcional, que pode ser associada à maior suscetibilidade dos pilares mais esbeltos à flambagem global. Por fim, ao aumentar a resistência à compressão do concreto, a capacidade resistente aumentou, sobretudo para os pilares mistos com as maiores razões D/t do perfil de aço e os menores índices de esbeltez reduzidos.

Uma comparação dos resultados obtidos numericamente no estudo paramétrico com as previsões das normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), por fim, indicou que o modelo numérico subestimou a capacidade resistente dos pilares mistos analisados, possivelmente devido à elevada imperfeição inicial global adotada ($L/300$, conforme recomendações do CEN, 2004B). As normas ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) e ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) forneceram os maiores

e menores valores de capacidade resistente, respectivamente. A inclusão do fator de redução da resistência do concreto (LIEW E XIONG, 2015; CEN, 2004A) no dimensionamento prescrito pela norma brasileira, entretanto, tornou seus resultados mais seguros, próximos aos obtidos pela formulação da norma EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004B).

5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

Sugerem-se como trabalhos futuros:

- Realizar estudos experimentais em pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência com comprimentos e esbeltezes elevadas, visto que esses dados são pouco encontrados na literatura.
- Extrapolar a modelagem numérica e as avaliações realizadas neste trabalho para seções transversais com outras geometrias, como a quadrada e a retangular.
- Alterar o diagrama de tensão *versus* deformação do concreto adotado neste trabalho e avaliar a conformidade dos resultados para outras formulações, como aquelas apresentadas nos trabalhos de Ellobody et al. (2006) e Sakino (2006).
- Verificar a influência da resistência ao escoamento do aço na capacidade resistente e no comportamento estrutural de pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada.
- Realizar um estudo paramétrico em pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão excêntrica.

Referências Bibliográficas

- ABED, F.; ALHAMAYDEH, M.; ABDALLA, S. Experimental and numerical investigations of the compressive behavior of concrete filled steel tubes (CFSTs). *Journal of Constructional Steel Research*, v. 80, p. 429–439, 2013.
- AGUIAR, O. P. *Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE — ACI. *ACI CT-13: ACI concrete terminology - An ACI standard*. Farmington Hills, U.S.A., 2013.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION — AISC. *Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-05)*. Chicago, U.S.A., 2005.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION — AISC. *Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)*. Chicago, U.S.A., 2010.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION — AISC. *Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-16)*. Chicago, U.S.A., 2016.
- ASLANI, F.; UY, B.; TAO, Z.; MASHIRI, F. Predicting the axial load capacity of high-strength concrete filled steel tubular columns. *Steel and Composite Structures*, v. 19, n. 4, p. 967–993, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — ABNT. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios (ABNT NBR 8800:2008)*. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — ABNT. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares (ABNT NBR 16239:2013)*. Rio de Janeiro, 2013a.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — ABNT. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio (ABNT NBR 14323:2013)*. Rio de Janeiro, 2013b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — ABNT. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT NBR 6118:2014)*. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — ABNT. *Concreto para fins estruturais — Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência (ABNT NBR 8953:2015)*. Rio de Janeiro, 2015.
- BINICI, B. An analytical model for stress-strain behavior of confined concrete. *Engineering Structures*, v. 27, n. 7, p. 1040–1051, 2005.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. London: Thomas Telford, 1993.
- DASSAULT SYSTÈMES. *Abaqus analysis user's guide, version 6.14*. Providence, U.S.A., 2014a. Disponível em: <http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/books/usb/default.htm>. Acesso em: 12 ago. 2017.
- DASSAULT SYSTÈMES. *Abaqus/CAE user's guide, version 6.14*. Providence, U.S.A., 2014b. Disponível em: <http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/books/usi/default.htm>. Acesso em: 16 ago. 2017.
- DASSAULT SYSTÈMES. *ABAQUS/CAE, version 6.14*. Providence, U.S.A.: Dassault Systèmes, 2014c.
- DE NARDIN, S. *Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência*. Dissertação (Mestrado) — Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.
- DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Axial load behaviour of concrete-filled steel tubular columns. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, v. 160, n. 1, p. 13–22, 2007.
- DE NICOLO, B.; PANI, L.; POZZO, E. Strain of concrete at peak compressive stress for a wide range of compressive strengths. *Materials and Structures*, v. 27, n. 4, p. 206–210, 1994.
- EKMEKYAPAR, T.; AL-ELIWI, B. J. M. Experimental behaviour of circular concrete filled steel tube columns and design specifications. *Thin-Walled Structures*, v. 105, p. 220–230, 2016.

- ELLOBODY, E.; YOUNG, B.; LAM, D. Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 62, n. 7, p. 706–715, 2006.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION — CEN. *Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity (EN 206-1)*. Brussels, Belgium, 2000.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION — CEN. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1)*. Brussels, Belgium, 2004a.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION — CEN. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1994-1-1)*. Brussels, Belgium, 2004b.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION — CEN. *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1993-1-1)*. Brussels, Belgium, 2005.
- GIAKOUMELIS, G.; LAM, D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 60, n. 7, p. 1049–1068, 2004.
- GOMES, H. D. *Análise numérica de pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares com concreto de alto desempenho*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.
- HAN, L. H.; LI, W.; BJORHOVDE, R. Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 100, p. 211–228, 2014.
- HAN, L. H.; YAO, G. H.; TAO, Z. Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pure torsion. *Thin-Walled Structures*, v. 45, p. 24–36, 2007.
- HAN, L. H.; YAO, G. H.; ZHAO, X. L. Tests and calculations for hollow structural steel (HSS) stub columns filled with self-consolidating concrete (SCC). *Journal of Constructional Steel Research*, v. 61, n. 9, p. 1241–1269, 2005.
- HO, J. C. M.; LAI, M. H.; LUO, L. Uniaxial behaviour of confined high-strength concrete-filled-steel-tube columns. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings*, v. 167, n. 9, p. 520–533, 2014.

- JOHANSSON, M.; GYLLTOFT, K. Mechanical behavior of circular steel-concrete composite stub columns. *Journal of Structural Engineering*, v. 128, n. 8, p. 1073–1081, 2002.
- KILPATRICK, A. E.; RANGAN, B. V. Influence of interfacial shear transfer on behavior of concrete-filled steel tubular columns. *ACI Structural Journal*, v. 96, n. 4, p. 622–628, 1999a.
- KILPATRICK, A. E.; RANGAN, B. V. Tests on high-strength concrete-filled steel tubular columns. *ACI Structural Journal*, v. 96, n. 2, p. 268–274, 1999b.
- LAI, M. H.; HO, J. C. M. Confinement effect of ring-confined concrete-filled-steel-tube columns under uni-axial load. *Engineering Structures*, v. 67, p. 123–141, 2014.
- LAI, Z. C.; VARMA, A. H. Design of noncompact and slender CFT columns. In: International Conference on Advances in Steel and Concrete Composite Structures, 11., 2015, Beijing.
- LEE, S. H.; UY, B.; KIM, S. H.; CHOI, Y. H.; CHOI, S. M. Behavior of high-strength circular concrete-filled steel tubular (CFST) column under eccentric loading. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 67, n. 1, p. 1–13, 2011.
- LIEW, J. Y. R.; XIONG, D. X. Ultra-high strength concrete filled composite columns for multi-storey building construction. *Advances in Structural Engineering*, v. 15, n. 9, p. 1487–1503, 2012.
- LIEW, J. Y. R.; XIONG, M. *Design guide for concrete filled tubular members with high strength materials to Eurocode 4*. Singapore: Research Publishing, 2015.
- MIRZA, S. A.; LACROIX, E. A. Comparative strength analyses of concrete-encased steel composite columns. *Journal of Structural Engineering*, v. 130, n. 12, p. 1941–1953, 2004.
- OLIVEIRA, W. L. A. *Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular*. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- O’SHEA, M. D.; BRIDGE, R. Q. Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes. *Journal of Structural Engineering*, v. 126, n. 11, p. 1295–1303, 2000.
- PAPANIKOLAOU, V. K.; KAPPOS, A. J. Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression. *International Journal of Solids and Structures*, v. 44, n. 21, p. 7021–7048, 2007.
- PEREA, T. *Analytical and experimental study on slender concrete-filled steel tube columns and beam-columns*. Tese (Doutorado) — Georgia Institute of Technology, Atlanta, U.S.A., 2010.

- PORTOLÉS, J. M.; ROMERO, M. L.; BONET, J. L.; FILIPPOU, F. C. Experimental study of high strength concrete-filled circular tubular columns under eccentric loading. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 67, n. 4, p. 623–633, 2011a.
- PORTOLÉS, J. M.; ROMERO, M. L.; FILIPPOU, F. C.; BONET, J. L. Simulation and design recommendations of eccentrically loaded slender concrete-filled tubular columns. *Engineering Structures*, v. 33, n. 5, p. 1576–1593, 2011b.
- RANGAN, B. V.; JOYCE, M. Strength of eccentrically loaded slender steel tubular columns filled with high-strength concrete. *ACI Structural Journal*, v. 89, n. 6, p. 676–681, 1992.
- SAKINO, K. Confined concrete in concrete-filled steel tubular columns. In: XIAO, Y.; KUNNATH, S.; YI, W. (Org.). *International Symposium on Confined Concrete*, v. 238. [S.l.]: American Concrete Institute, 2006, p. 267–288.
- SAKINO, K.; NAKAHARA, H.; MORINO, S.; NISHIYAMA, I. Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns. *Journal of Structural Engineering*, v. 130, n. 2, p. 180–188, 2004.
- SAMANI, A. K.; ATTARD, M. M. A stress-strain model for uniaxial and confined concrete under compression. *Engineering Structures*, v. 41, p. 335–349, 2012.
- SEOW, P. E. C.; SWADDIWUDHIPONG, S. Failure surface for concrete under multiaxial load - a unified approach. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 17, n. 2, p. 219–228, 2005.
- SHAMS, M.; SAADEGHVAZIRI, M. A. Nonlinear response of concrete-filled steel tubular columns under axial loading. *ACI Structural Journal*, v. 96, n. 6, p. 1009–1018, 1999.
- STANDARDS AUSTRALIA. *Bridge design – Part 6: Steel and composite construction (AS 5100.6-2004)*. Sydney, Australia, 2004.
- TAO, Z.; UY, B.; HAN, L. H.; HE, S. H. Design of concrete-filled steel tubular members according to the Australian Standard AS 5100 model and calibration. *Australian Journal of Structural Engineering*, v. 8, n. 3, p. 197–214, 2008.
- TAO, Z.; UY, B.; LIAO, F. Y.; HAN, L. H. Nonlinear analysis of concrete-filled square stainless steel stub columns under axial compression. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 67, n. 11, p. 1719–1732, 2011.
- TAO, Z.; WANG, X. Q.; UY, B. Stress-strain curves of structural and reinforcing steels after exposure to elevated temperatures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 25, n. 9, p. 1306–1316, 2013a.

- TAO, Z.; WANG, Z. B.; YU, Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 89, p. 121–131, 2013b.
- THAI, H. T.; UY, B.; KHAN, M.; TAO, Z.; MASHIRI, F. Numerical modelling of concrete-filled steel box incorporating high strength materials. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 102, p. 256–265, 2014.
- YU, Q.; TAO, Z.; LIU, W.; CHEN, Z. B. Analysis and calculations of steel tube confined concrete (STCC) stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 66, n. 1, p. 53–64, 2010.
- YU, Z. W.; DING, F. X.; CAI, C. S. Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 63, n. 2, p. 165–174, 2007.
- ZEGHICHE, J.; CHAOU, K. An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 61, n. 1, p. 53–66, 2005.

Apêndice A – Propriedades das Amostras Utilizadas na Calibração do Modelo Numérico

Tabela A.1: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Abed et al. (2013).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
CFST f_{60} D ₁₁₄ t _{3,6}	114,00	3,60	32	1,00	250,00	2	300,00		200.000	60,00					
CFST f_{60} D ₁₁₄ t _{5,6}	114,00	5,60	20	1,00	250,00	2	300,00		200.000	60,00					
CFST f_{60} D ₁₆₇ t _{3,1}	167,00	3,10	54	1,00	350,00	2	300,00		200.000	60,00					

Tabela A.2: Características da amostra selecionada no estudo experimental de De Nardin e El Debs (2007).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm) ¹	G_F (N/mm)	e (mm)
CFSTC-4,8C	127,00	4,85	26	1,00	1200,00	9	329,10	401,30	205.000	59,30	4,46	33.269	19,00		

Observações:

1) A dimensão máxima do agregado graúdo foi obtida em De Nardin (1999).

Tabela A.3: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
114,3-2,74-300-56	114,30	2,74	42	1,00	300,00	3	235,00			56,20			10,00		
114,3-2,74-300-66	114,30	2,74	42	1,00	300,00	3	235,00			66,75			10,00		
114,3-2,74-300-107	114,30	2,74	42	1,00	300,00	3	235,00			107,20			10,00		
114,3-5,90-300-56	114,30	5,90	19	1,00	300,00	3	355,00			56,20			10,00		
114,3-5,90-300-66	114,30	5,90	19	1,00	300,00	3	355,00			66,75			10,00		
114,3-5,90-300-107	114,30	5,90	19	1,00	300,00	3	355,00			107,20			10,00		
114,3-2,74-600-56	114,30	2,74	42	1,00	600,00	5	235,00			56,20			10,00		
114,3-2,74-600-66	114,30	2,74	42	1,00	600,00	5	235,00			66,75			10,00		
114,3-2,74-600-107	114,30	2,74	42	1,00	600,00	5	235,00			107,20			10,00		
114,3-5,90-600-56	114,30	5,90	19	1,00	600,00	5	355,00			56,20			10,00		
114,3-5,90-600-66	114,30	5,90	19	1,00	600,00	5	355,00			66,75			10,00		
114,3-5,90-600-107	114,30	5,90	19	1,00	600,00	5	355,00			107,20			10,00		
114,3-2,74-900-56	114,30	2,74	42	1,00	900,00	8	235,00			56,20			10,00		
114,3-2,74-900-66	114,30	2,74	42	1,00	900,00	8	235,00			66,75			10,00		
114,3-2,74-900-107	114,30	2,74	42	1,00	900,00	8	235,00			107,20			10,00		
114,3-5,90-900-56	114,30	5,90	19	1,00	900,00	8	355,00			56,20			10,00		
114,3-5,90-900-66	114,30	5,90	19	1,00	900,00	8	355,00			66,75			10,00		
114,3-5,90-900-107	114,30	5,90	19	1,00	900,00	8	355,00			107,20			10,00		

Tabela A.4: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Giakoumelis e Lam (2004).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
C4	114,57	3,99	29	1,00	300,00	3	343,00			83,85					
C8	115,04	4,92	23	1,00	300,00	3	365,00			95,01					
C14	114,54	3,84	30	1,00	300,00	3	343,00			89,07					

Tabela A.5: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Han et al. (2005).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
CA1-1	60,00	1,87	32	1,00	180,00	3	282,00	358,00	201.500	75,63		41.540			
CA1-2	60,00	1,87	32	1,00	180,00	3	282,00	358,00	201.500	75,63		41.540			
CA2-1	100,00	1,87	53	1,00	300,00	3	282,00	358,00	201.500	75,63		41.540			
CA2-2	100,00	1,87	53	1,00	300,00	3	282,00	358,00	201.500	75,63		41.540			
CA3-1	150,00	1,87	80	1,00	450,00	3	282,00	358,00	201.500	75,63		41.540			
CA3-2	150,00	1,87	80	1,00	450,00	3	282,00	358,00	201.500	75,63		41.540			
CA4-1	200,00	1,87	107	1,00	600,00	3	282,00	358,00	201.500	75,63		41.540			
CA4-2	200,00	1,87	107	1,00	600,00	3	282,00	358,00	201.500	75,63		41.540			
CA5-1	250,00	1,87	134	1,00	750,00	3	282,00	358,00	201.500	75,63		41.540			
CA5-2	250,00	1,87	134	1,00	750,00	3	282,00	358,00	201.500	75,63		41.540			
CB1-1	60,00	2,00	30	1,00	180,00	3	404,00	514,00	207.000	75,63		41.540			
CB1-2	60,00	2,00	30	1,00	180,00	3	404,00	514,00	207.000	75,63		41.540			
CB2-1	100,00	2,00	50	1,00	300,00	3	404,00	514,00	207.000	75,63		41.540			
CB2-2	100,00	2,00	50	1,00	300,00	3	404,00	514,00	207.000	75,63		41.540			
CB3-1	150,00	2,00	75	1,00	450,00	3	404,00	514,00	207.000	75,63		41.540			
CB3-2	150,00	2,00	75	1,00	450,00	3	404,00	514,00	207.000	75,63		41.540			
CB4-1	200,00	2,00	100	1,00	600,00	3	404,00	514,00	207.000	75,63		41.540			
CB4-2	200,00	2,00	100	1,00	600,00	3	404,00	514,00	207.000	75,63		41.540			
CB5-1	250,00	2,00	125	1,00	750,00	3	404,00	514,00	207.000	75,63		41.540			
CB5-2	250,00	2,00	125	1,00	750,00	3	404,00	514,00	207.000	75,63		41.540			
CC1-1	60,00	2,00	30	1,00	180,00	3	404,00	514,00	207.000	80,32		41.540			
CC1-2	60,00	2,00	30	1,00	180,00	3	404,00	514,00	207.000	80,32		41.540			
CC2-1	150,00	2,00	75	1,00	450,00	3	404,00	514,00	207.000	80,32		41.540			
CC2-2	150,00	2,00	75	1,00	450,00	3	404,00	514,00	207.000	80,32		41.540			
CC3-1	250,00	2,00	125	1,00	750,00	3	404,00	514,00	207.000	80,32		41.540			
CC3-2	250,00	2,00	125	1,00	750,00	3	404,00	514,00	207.000	80,32		41.540			

Tabela A.6: Características da amostra selecionada no estudo experimental de Johansson e Gylltoft (2002).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
SFE	159,00	4,80	33	1,00	650,00	4	433,00	568,00	206.000	64,50		38.500		0,15700	

Tabela A.7: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Kilpatrick e Rangan (1999a).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
C2	101,50	2,40	42	1,00	1037,00	10	410,00	475,00		105,50	5,30		10,00		20,00
C6	101,50	2,40	42	1,00	1952,00	19	410,00	475,00		105,50	5,30		10,00		20,00
C10	101,50	2,40	42	1,00	350,00	3	410,00	475,00		105,50	5,30		10,00		20,00

Tabela A.8: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Kilpatrick e Rangan (1999b).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
SC-0	76,00	2,20	35	1,00	802,00	11	435,00	495,00	203.000	58,00			10,00		15,00
SC-1	76,00	2,20	35	1,00	1032,00	14	435,00	495,00	203.000	58,00			10,00		15,00
SC-2	76,00	2,20	35	1,00	1262,00	17	435,00	495,00	203.000	58,00			10,00		15,00
SC-3	76,00	2,20	35	1,00	1487,00	20	435,00	495,00	203.000	58,00			10,00		15,00
SC-4	76,00	2,20	35	1,00	1717,00	23	435,00	495,00	203.000	58,00			10,00		15,00
SC-5	76,00	2,20	35	1,00	1947,00	26	435,00	495,00	203.000	58,00			10,00		15,00
SC-6	76,00	2,20	35	1,00	2172,00	29	435,00	495,00	203.000	58,00			10,00		15,00
SC-7	76,00	2,20	35	1,00	2402,00	32	435,00	495,00	203.000	58,00			10,00		15,00
SC-8	101,70	2,40	42	1,00	1947,00	19	410,00	475,00	205.000	58,00			10,00		5,00
SC-9	101,70	2,40	42	1,00	1947,00	19	410,00	475,00	205.000	58,00			10,00		10,00
SC-10	101,70	2,40	42	1,00	1947,00	19	410,00	475,00	205.000	58,00			10,00		15,00
SC-11	101,70	2,40	42	1,00	1947,00	19	410,00	475,00	205.000	58,00			10,00		20,00
SC-12	101,70	2,40	42	1,00	1947,00	19	410,00	475,00	205.000	58,00			10,00		25,00
SC-13	101,70	2,40	42	1,00	1947,00	19	410,00	475,00	205.000	58,00			10,00		30,00
SC-14	101,70	2,40	42	1,00	1947,00	19	410,00	475,00	205.000	58,00			10,00		40,00
SC-15	101,70	2,40	42	1,00	1947,00	19	410,00	475,00	205.000	58,00			10,00		50,00
SC-38	101,50	2,40	42	1,00	2175,00	21	410,00	475,00	205.000	96,00		40.500	10,00		

Tabela A.9: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Lee et al. (2011).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
O49E24_60	240,00	6,00	40	1,00	1400,00	6	489,00	550,00	202.000	59,00					120,00
O49E36_60	360,00	6,00	60	1,00	1760,00	5	498,00	567,00	202.000	59,00					180,00
O49E48_60	480,00	6,00	80	1,00	2120,00	4	468,00	539,00	203.000	59,00					240,00

Tabela A.10: Características da amostra selecionada no estudo experimental de Liew e Xiong (2010 apud TAO ET AL., 2013b).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
CS-1	219,00	6,30	35	1,00	600,00	3	300,00			163,00					

Tabela A.11: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Liew e Xiong (2012).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
S1-3-1(a)	114,67	3,54	32	1,00	250,00	2	406,00	505,00	213.000	165,00		63.000	4,75		
S1-3-1(b)	114,67	3,54	32	1,00	250,00	2	406,00	505,00	213.000	165,00		63.000	4,75		
S1-3-3(a)	114,33	6,13	19	1,00	250,00	2	428,00	521,00	209.000	165,00		63.000	4,75		
S1-3-3(b)	114,33	6,13	19	1,00	250,00	2	428,00	521,00	209.000	165,00		63.000	4,75		
S2-1-3	219,43	4,87	45	1,00	600,00	3	377,00	511,00	205.000	176,00		66.000	4,75		
S2-2-3	219,43	9,69	23	1,00	600,00	3	381,00	509,00	212.000	176,00		66.000	4,75		

Observações:

1) Os concretos com resistências iguais a 165 e 176 MPa apresentaram coeficientes de Poisson (ν) iguais a 0,24 e 0,23, respectivamente.

Tabela A.12: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Neogi et al. (1969 apud RANGAN E JOYCE, 1992).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
C5	127,00	1,83	69	1,00	1410,00	11	193,00		206.000	70,90					6,35
C6	127,00	2,84	45	1,00	1410,00	11	270,00		206.000	70,90					6,35
C7	127,00	1,73	73	1,00	1714,00	13	193,00		206.000	60,90					6,35
C8	127,00	3,02	42	1,00	1714,00	13	270,00		206.000	60,90					6,35

Tabela A.13: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Oliveira (2008).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
P1-60-3D-E	114,30	3,35	34	0,80	342,90	3	287,33	324,60	205.000	58,68	3,09			0,13030	
P1-60-5D-E	114,30	3,35	34	0,80	571,50	5	287,33	324,60	205.000	58,68	3,09			0,13030	
P1-60-7D-E	114,30	3,35	34	0,80	800,10	7	287,33	324,60	205.000	58,68	3,09			0,13030	
P1-60-10D-E	114,30	3,35	34	0,80	1143,00	10	287,33	324,60	205.000	58,68	3,09			0,13030	
P1-80-3D-E	114,30	3,35	34	0,80	342,90	3	287,33	324,60	205.000	88,78	3,77			0,13311	
P1-80-5D-E	114,30	3,35	34	0,80	571,50	5	287,33	324,60	205.000	88,78	3,77			0,13311	
P1-80-7D-E	114,30	3,35	34	0,80	800,10	7	287,33	324,60	205.000	88,78	3,77			0,13311	
P1-80-10D-E	114,30	3,35	34	0,80	1143,00	10	287,33	324,60	205.000	88,78	3,77			0,13311	
P1-100-3D-E	114,30	3,35	34	0,80	342,90	3	287,33	324,60	205.000	105,45	4,59			0,14050	
P1-100-5D-E	114,30	3,35	34	0,80	571,50	5	287,33	324,60	205.000	105,45	4,59			0,14050	
P1-100-7D-E	114,30	3,35	34	0,80	800,10	7	287,33	324,60	205.000	105,45	4,59			0,14050	
P1-100-10D-E	114,30	3,35	34	0,80	1143,00	10	287,33	324,60	205.000	105,45	4,59			0,14050	
P2-60-3D-E	114,30	6,00	19	0,80	342,90	3	342,95	452,40	205.000	58,68	3,09			0,13030	
P2-60-5D-E	114,30	6,00	19	0,80	571,50	5	342,95	452,40	205.000	58,68	3,09			0,13030	
P2-60-7D-E	114,30	6,00	19	0,80	800,10	7	342,95	452,40	205.000	58,68	3,09			0,13030	
P2-60-10D-E	114,30	6,00	19	0,80	1143,00	10	342,95	452,40	205.000	58,68	3,09			0,13030	
P2-80-3D-E	114,30	6,00	19	0,80	342,90	3	342,95	452,40	205.000	88,78	3,77			0,13311	
P2-80-5D-E	114,30	6,00	19	0,80	571,50	5	342,95	452,40	205.000	88,78	3,77			0,13311	
P2-80-7D-E	114,30	6,00	19	0,80	800,10	7	342,95	452,40	205.000	88,78	3,77			0,13311	
P2-80-10D-E	114,30	6,00	19	0,80	1143,00	10	342,95	452,40	205.000	88,78	3,77			0,13311	
P2-100-3D-E	114,30	6,00	19	0,80	342,90	3	342,95	452,40	205.000	105,45	4,59			0,14050	
P2-100-5D-E	114,30	6,00	19	0,80	571,50	5	342,95	452,40	205.000	105,45	4,59			0,14050	
P2-100-7D-E	114,30	6,00	19	0,80	800,10	7	342,95	452,40	205.000	105,45	4,59			0,14050	
P2-100-10D-E	114,30	6,00	19	0,80	1143,00	10	342,95	452,40	205.000	105,45	4,59			0,14050	

Tabela A.14: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
S10CS10A	190,00	0,86	221	1,00	662,00	3	210,70		177.000	108,00					17,90
S10CS80B	190,00	0,86	221	1,00	663,50	3	210,70		177.000	74,70					4,00
S10E180B	190,00	0,86	221	1,00	746,50	4	210,70		177.035	74,70					8,60
S10E210B	190,00	0,86	221	1,00	742,00	3	210,70		177.035	112,70					4,00
S10E280B	190,00	0,86	221	1,00	747,00	4	210,70		177.035	74,70					8,60
S12CS10A	190,00	1,13	168	1,00	660,00	3	185,70		178.400	108,00					17,10
S12CS80A	190,00	1,13	168	1,00	662,50	3	185,70		178.400	80,20					17,10
S12E110B	190,00	1,13	168	1,00	743,50	3	185,70		178.366	112,70					17,10
S16CS10A	190,00	1,52	125	1,00	661,50	3	306,10		207.400	108,00					17,10
S16CS80A	190,00	1,52	125	1,00	663,50	3	306,10		207.400	80,20					17,10
S16E110B	190,00	1,52	125	1,00	742,00	3	306,10		207.403	112,70					12,90
S16E180A	190,00	1,52	125	1,00	745,00	3	306,10		207.403	80,20					14,30
S20CS10A	190,00	1,94	98	1,00	660,00	3	256,40		204.700	108,00					17,00
S20CS80B	190,00	1,94	98	1,00	663,50	3	256,40		204.700	74,70					20,80
S20E110B	190,00	1,94	98	1,00	746,00	3	256,40		204.686	112,70					6,50
S20E180B	190,00	1,94	98	1,00	744,50	3	256,40		204.686	74,70					10,00
S20E210B	190,00	1,94	98	1,00	743,00	3	256,40		204.686	112,70					15,60
S20E280B	190,00	1,94	98	1,00	744,00	3	256,40		204.686	74,70					17,90
S30CS10A	165,00	2,82	59	1,00	577,50	4	363,30		200.600	108,00					6,80
S30CS80A	165,00	2,82	59	1,00	580,50	4	363,30		200.600	80,20					9,40
S30E110B	165,00	2,82	59	1,00	660,00	4	363,30		200.588	112,70					15,60
S30E180A	165,00	2,82	59	1,00	661,00	4	363,30		200.588	80,20					17,90
S30E210B	165,00	2,82	59	1,00	660,00	4	363,30		200.588	112,70					6,80
S30E280A	165,00	2,82	59	1,00	661,00	4	363,30		200.588	80,20					9,40

Tabela A.15: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Perea (2010).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
6C12-18-12	323,85	5,92	55	2,00	5499,10	17	337,00	446,00	199.200	91,00	11,40	41.900			
7C20-18-12	508,00	5,92	86	2,00	5534,00	11	328,00	471,00	200.300	91,00	11,40	41.900			
14C12-26-12	323,85	5,92	55	2,00	7962,90	25	383,00	461,00	198.300	80,00	5,20	40.000			
15C20-26-12	508,00	5,92	86	2,00	7975,60	16	293,00	454,00	200.100	80,00	5,20	40.000			
18C5-26-12	141,30	3,15	45	0,50	7940,70	56	383,00	487,00	194.000	80,70	5,20	40.000			

Tabela A.16: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Portolés et al. (2011a).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
C100-3-2-70-20-1	100,00	3,00	33	1,00	2135,00	21	322,00			65,79			12,00		20,00
C100-3-2-70-50-1	100,00	3,00	33	1,00	2135,00	21	322,00			71,64			12,00		50,00
C100-3-2-90-20-1	100,00	3,00	33	1,00	2135,00	21	322,00			95,63			12,00		20,00
C100-3-2-90-50-1	100,00	3,00	33	1,00	2135,00	21	322,00			93,01			12,00		50,00
C100-3-3-70-20-1	100,00	3,00	33	1,00	3135,00	31	322,00			71,74			12,00		20,00
C100-3-3-70-50-1	100,00	3,00	33	1,00	3135,00	31	322,00			79,55			12,00		50,00
C100-3-3-90-20-1	100,00	3,00	33	1,00	3135,00	31	322,00			94,56			12,00		20,00
C100-3-3-90-50-1	100,00	3,00	33	1,00	3135,00	31	322,00			90,40			12,00		50,00
C100-5-2-70-20-1	100,00	5,00	20	1,00	2135,00	21	322,00			70,16			12,00		20,00
C100-5-2-70-50-1	100,00	5,00	20	1,00	2135,00	21	322,00			61,00			12,00		50,00
C100-5-2-90-20-1	101,60	5,00	20	1,00	2135,00	21	320,00			95,43			12,00		20,00
C100-5-2-90-50-1	101,60	5,00	20	1,00	2135,00	21	320,00			81,66			12,00		50,00
C100-5-3-70-20-1	101,60	5,00	20	1,00	3135,00	31	320,00			71,86			12,00		20,00
C100-5-3-70-50-1	101,60	5,00	20	1,00	3135,00	31	320,00			72,49			12,00		50,00
C100-5-3-90-20-1	101,60	5,00	20	1,00	3135,00	31	320,00			86,39			12,00		20,00
C100-5-3-90-50-1	101,60	5,00	20	1,00	3135,00	31	320,00			96,74			12,00		50,00
C125-5-3-90-20-1	125,00	5,00	25	1,00	3135,00	25	322,00			87,98			12,00		20,00
C125-5-3-90-50-1	125,00	5,00	25	1,00	3135,00	25	322,00			96,97			12,00		50,00
C125-5-3-90-20-2	125,00	5,00	25	1,00	3135,00	25	322,00			107,33			12,00		20,00
C125-5-3-90-50-2	125,00	5,00	25	1,00	3135,00	25	322,00			97,92			12,00		50,00
C160-6-3-90-20-1	160,10	5,70	28	1,00	3135,00	20	322,00			87,38			12,00		20,00
C160-6-3-70-50-1	160,10	5,70	28	1,00	3135,00	20	322,00			74,75			12,00		50,00
C160-6-3-90-20-2	160,10	5,70	28	1,00	3135,00	20	322,00			83,08			12,00		20,00
C160-6-3-90-50-1	160,10	5,70	28	1,00	3135,00	20	322,00			98,50			12,00		50,00

Tabela A.17: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Rangan e Joyce (1992).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
1	101,60	1,60	64	1,00	807,50	8	218,00		200.000	67,40		39.000	10,00		10,00
2	101,60	1,60	64	1,00	807,50	8	218,00		200.000	67,40		39.000	10,00		30,00
3	101,60	1,60	64	1,00	1312,50	13	218,00		200.000	67,40		39.000	10,00		10,00
4	101,60	1,60	64	1,00	1312,50	13	218,00		200.000	67,40		39.000	10,00		30,00
5	101,60	1,60	64	1,00	1565,00	15	218,00		200.000	67,40		39.000	10,00		10,00
6	101,60	1,60	64	1,00	1817,50	18	218,00		200.000	67,40		39.000	10,00		10,00
7	101,60	1,60	64	1,00	1817,50	18	218,00		200.000	67,40		39.000	10,00		30,00
8	101,60	1,60	64	1,00	2322,50	23	218,00		200.000	67,40		39.000	10,00		10,00
9	101,60	1,60	64	1,00	2322,50	23	218,00		200.000	67,40		39.000	10,00		30,00

Tabela A.18: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Sakino et al. (2004).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
CC4-A-8	149,00	2,96	50	1,00	447,00	3	308,00			77,00					
CC4-C-8	301,00	2,96	102	1,00	903,00	3	279,00			80,30					
CC4-D-8	450,00	2,96	152	1,00	1350,00	3	279,00			85,10					
CC6-A-8	122,00	4,54	27	1,00	366,00	3	576,00			77,00					
CC6-C-8	238,00	4,54	52	1,00	714,00	3	507,00			77,00					
CC6-D-8	360,00	4,54	79	1,00	1080,00	3	525,00			85,10					
CC8-A-8	108,00	6,47	17	1,00	324,00	3	853,00			77,00					
CC8-C-8	222,00	6,47	34	1,00	666,00	3	843,00			77,00					
CC8-D-8	337,00	6,47	52	1,00	1011,00	3	823,00			85,10					

Tabela A.19: Características da amostra selecionada no estudo experimental de Yu et al. (2007).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
SZ3S6A1	165,00	2,73	60	1,00	510,00	3	350,00		213.000	67,86					

Tabela A.20: Características das amostras selecionadas no estudo experimental de Zeghiche e Chaoui (2005).

Amostra	D (mm)	t (mm)	D/t	K	L (mm)	L/D	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	d_{max} (mm)	G_F (N/mm)	e (mm)
6	159,80	5,01	32	1,00	2000,00	13	283,00		212.000	70,00		42.000	10,00		
7	159,70	5,20	31	1,00	2500,00	16	281,00		212.000	71,00		42.000	10,00		
8	159,80	5,10	31	1,00	3000,00	19	276,00		212.000	73,00		42.000	10,00		
9	160,10	4,98	32	1,00	3500,00	22	276,00		212.000	74,00		42.000	10,00		
10	160,20	5,02	32	1,00	4000,00	25	281,00		212.000	71,00		42.000	10,00		
11	160,30	5,03	32	1,00	2000,00	12	281,00		212.000	99,00		45.000	10,00		
12	159,80	5,01	32	1,00	2500,00	16	275,00		212.000	100,00		45.000	10,00		
13	159,70	4,97	32	1,00	3000,00	19	275,00		212.000	101,00		45.000	10,00		
14	159,60	4,98	32	1,00	3500,00	22	270,00		212.000	106,00		45.000	10,00		
15	159,80	4,97	32	1,00	4000,00	25	270,00		212.000	102,00		45.000	10,00		
16	160,30	5,10	31	1,00	2000,00	12	271,00		212.000	101,00		45.000	10,00		8,00
17	160,10	4,97	32	1,00	2000,00	12	281,00		212.000	102,00		45.000	10,00		16,00
18	159,80	5,02	32	1,00	2000,00	13	280,00		212.000	101,00		45.000	10,00		24,00
19	159,70	5,02	32	1,00	2000,00	13	276,00		212.000	100,00		45.000	10,00		32,00
20	159,70	4,96	32	1,00	4000,00	25	275,00		212.000	101,00		45.000	10,00		8,00
21	159,80	4,96	32	1,00	4000,00	25	275,00		212.000	100,00		45.000	10,00		16,00
22	159,80	5,10	31	1,00	4000,00	25	281,00		212.000	102,00		45.000	10,00		24,00
23	160,10	5,12	31	1,00	4000,00	25	280,00		212.000	101,00		45.000	10,00		32,00

Apêndice B – Gráficos Comparativos dos Resultados Experimentais e Numéricos das Amostras Utilizadas na Calibração do Modelo

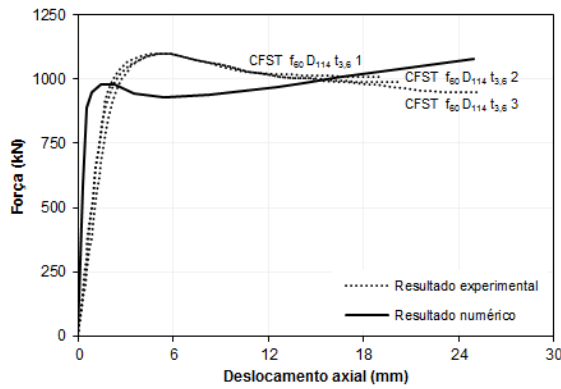
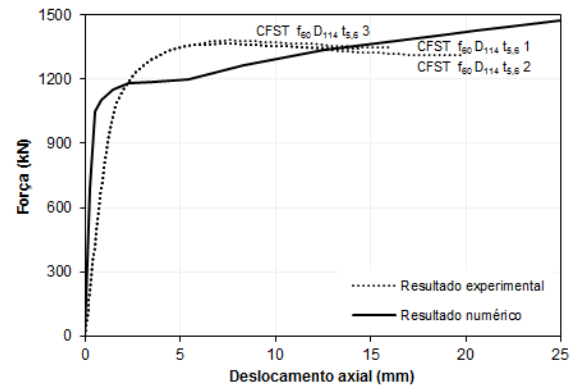
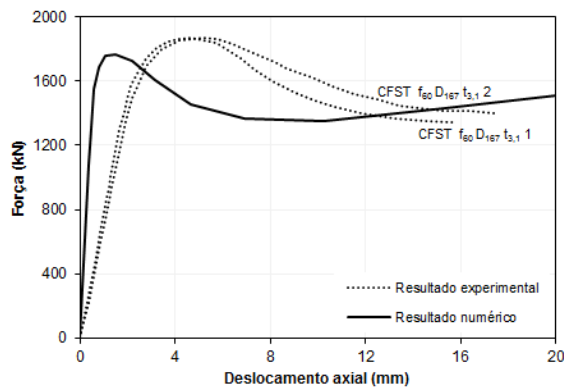
(a) Amostra CFST f_{60} D $_{114}$ $t_{3,6}$ (b) Amostra CFST f_{60} D $_{114}$ $t_{5,6}$ (c) Amostra CFST f_{60} D $_{167}$ $t_{3,1}$

Figura B.1: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Abed et al. (2013).

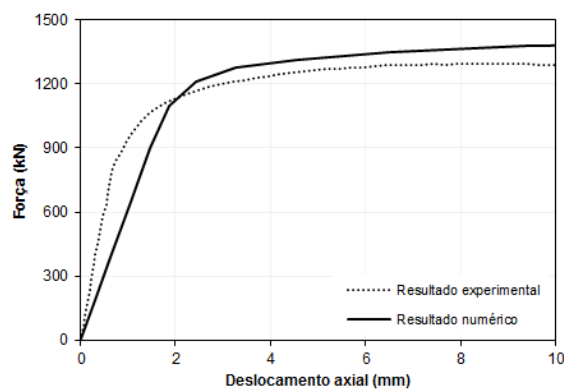
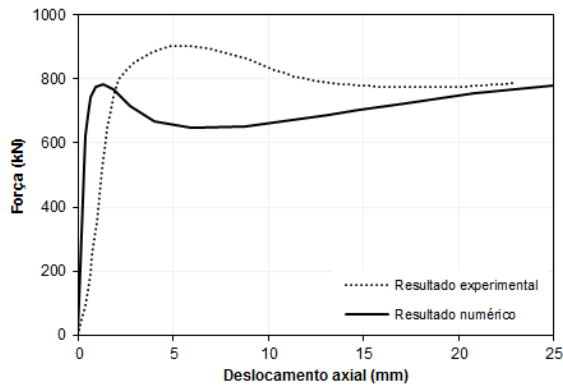
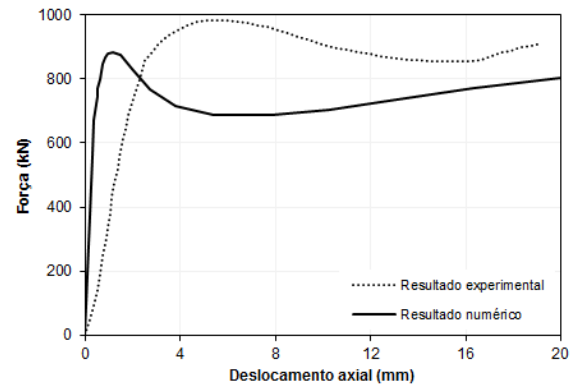


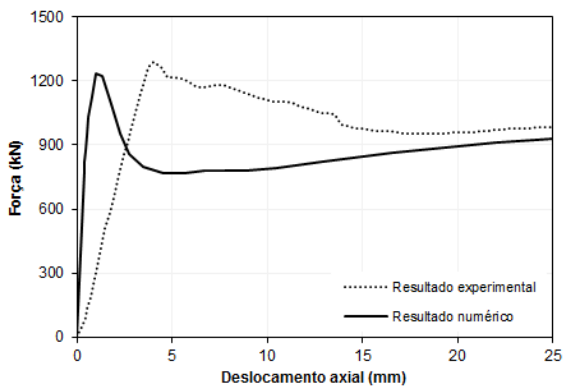
Figura B.2: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para a amostra selecionada no estudo de De Nardin e El Debs (2007).



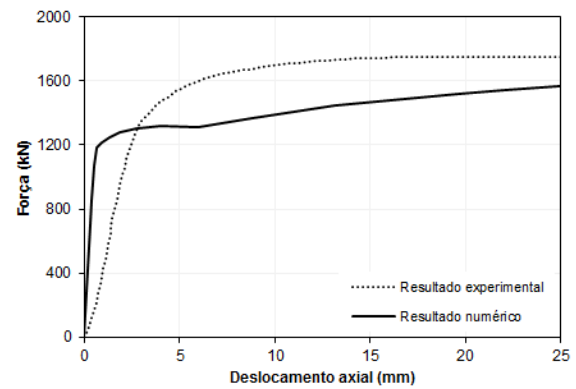
(a) Amostra 114,3-2,74-300-56



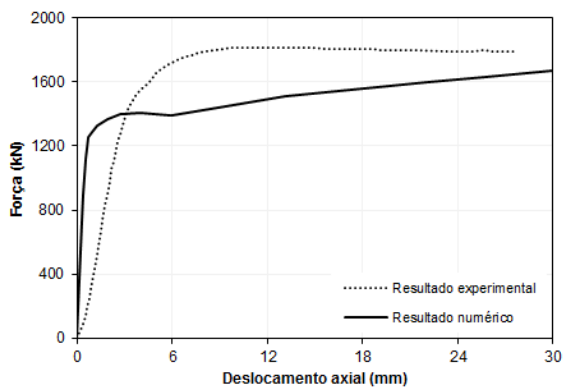
(b) Amostra 114,3-2,74-300-66



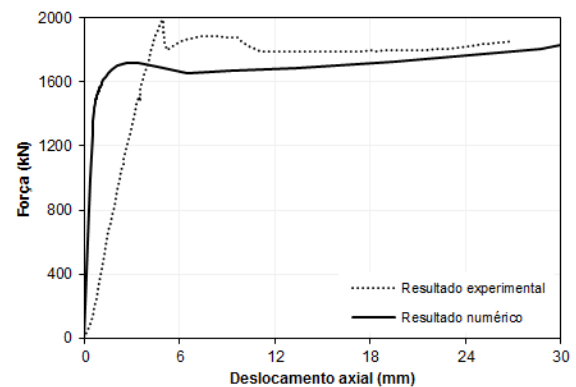
(c) Amostra 114,3-2,74-300-107



(d) Amostra 114,3-5,90-300-56



(e) Amostra 114,3-5,90-300-66

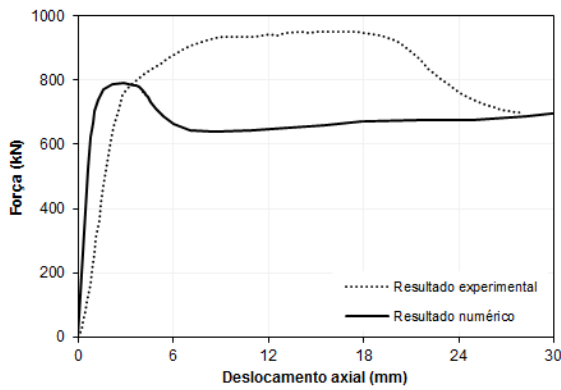


(f) Amostra 114,3-5,90-300-107

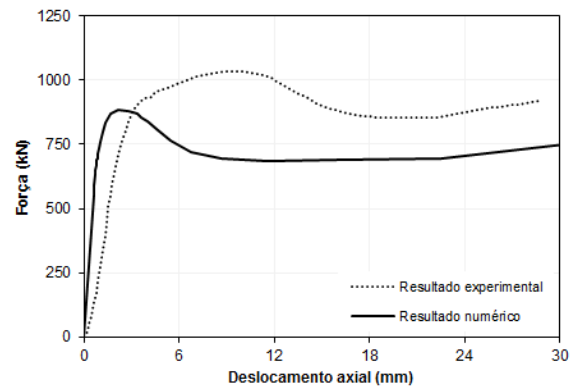
(continua)

Figura B.3: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras seleccionadas no estudo de Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016).

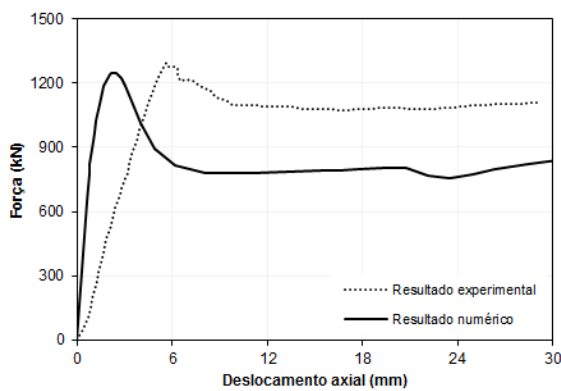
(continuação)



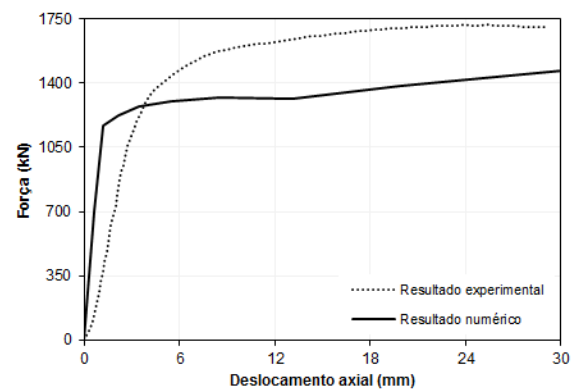
(g) Amostra 114,3-2,74-600-56



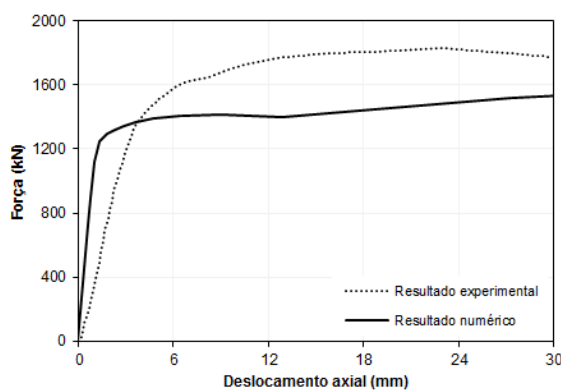
(h) Amostra 114,3-2,74-600-66



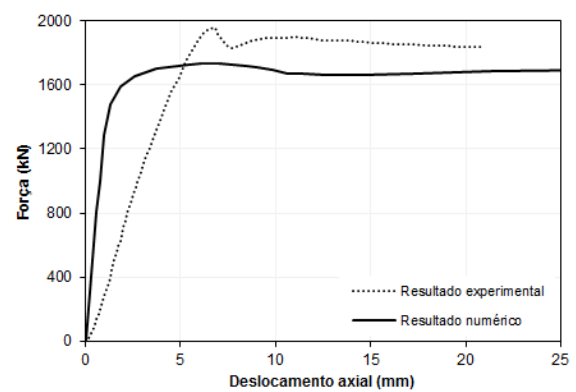
(i) Amostra 114,3-2,74-600-107



(j) Amostra 114,3-5,90-600-56



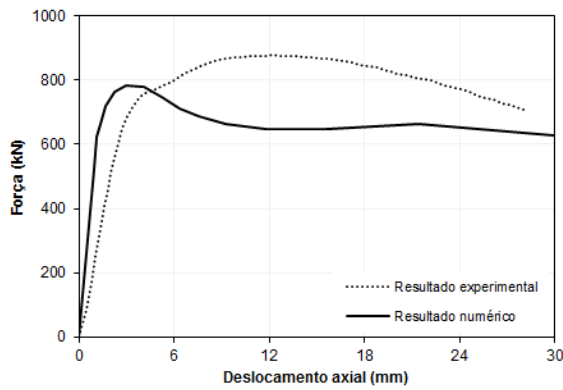
(k) Amostra 114,3-5,90-600-66



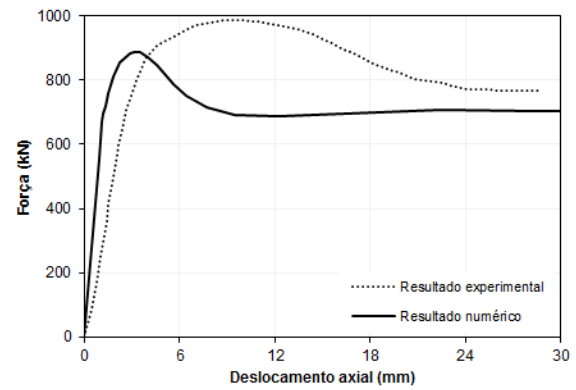
(l) Amostra 114,3-5,90-600-107

Figura B.3: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras seleccionadas no estudo de Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016).

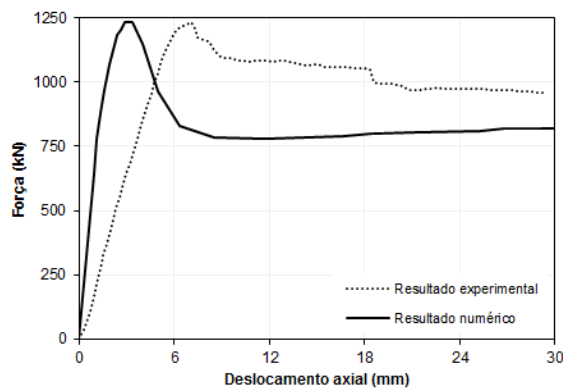
(continuação)



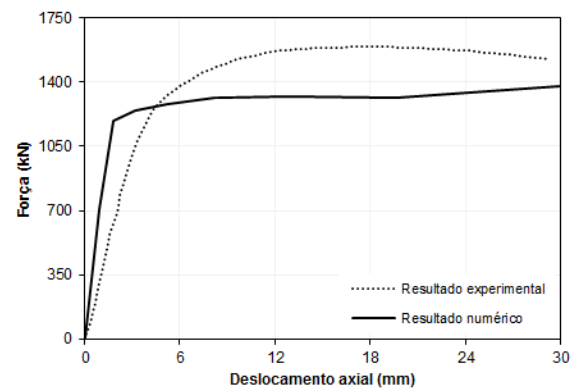
(m) Amostra 114,3-2,74-900-56



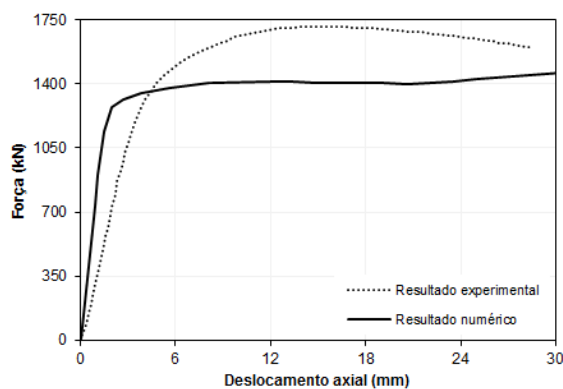
(n) Amostra 114,3-2,74-900-66



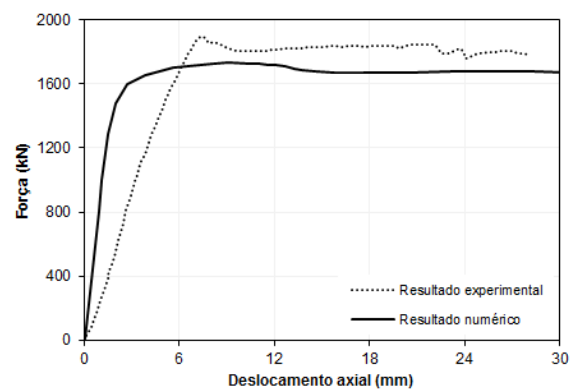
(o) Amostra 114,3-2,74-900-107



(p) Amostra 114,3-5,90-900-56

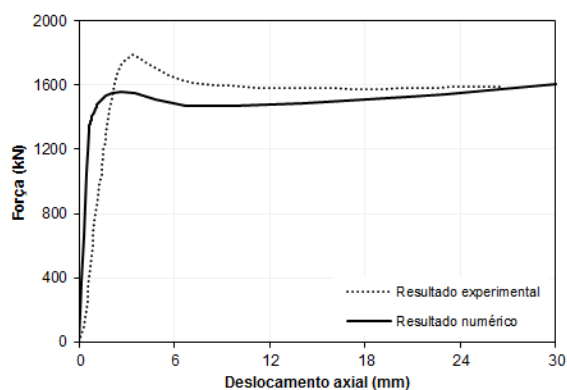


(q) Amostra 114,3-5,90-900-66

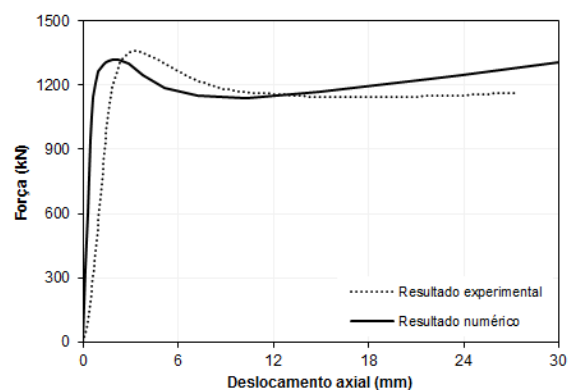


(r) Amostra 114,3-5,90-900-107

Figura B.3: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras seleccionadas no estudo de Ekmekyapar e Al-Eliwi (2016).

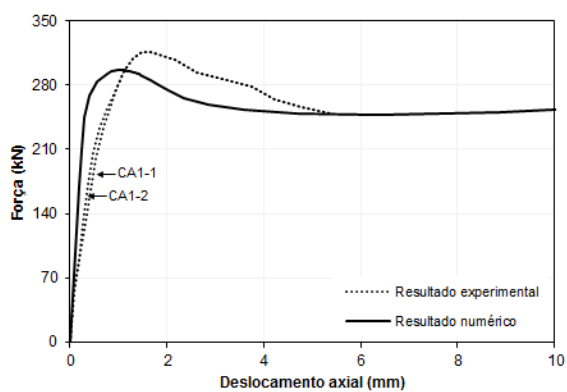


(a) Amostra C8

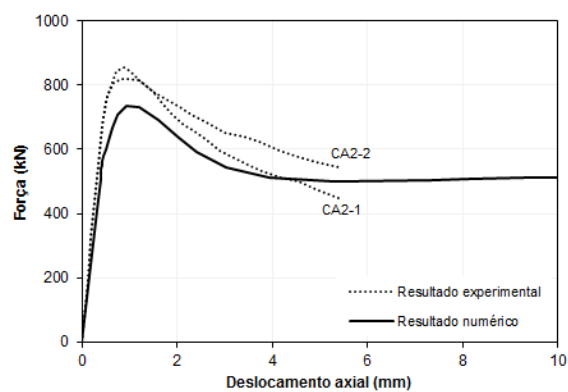


(b) Amostra C14

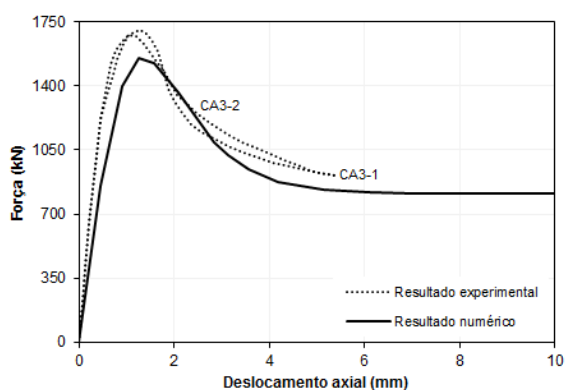
Figura B.4: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Giakoumelis e Lam (2004).



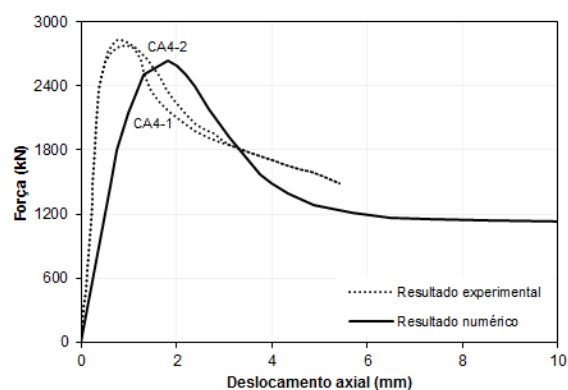
(a) Amostras CA1-1 e CA1-2



(b) Amostras CA2-1 e CA2-2



(c) Amostras CA3-1 e CA3-2

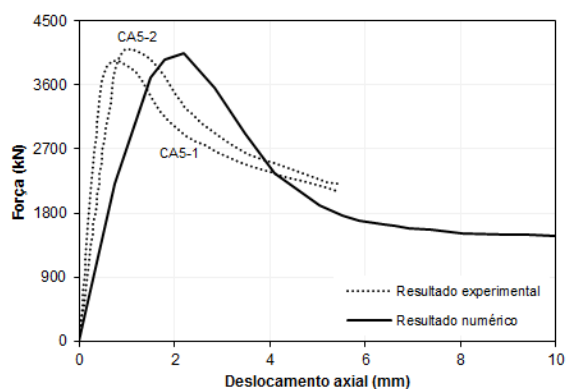


(d) Amostras CA4-1 e CA4-2

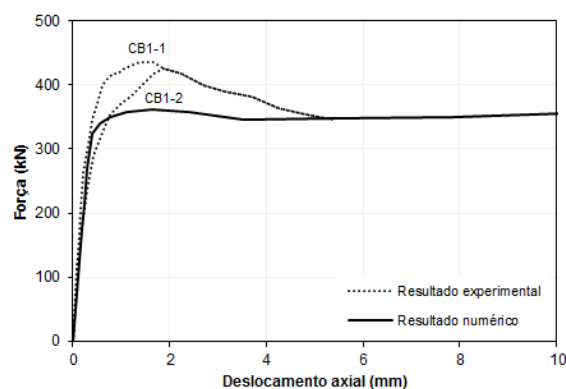
(continua)

Figura B.5: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Han et al. (2005).

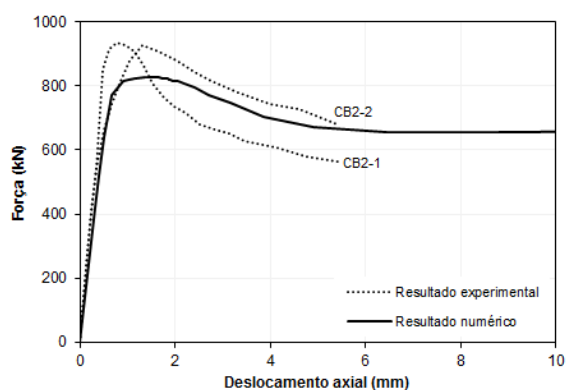
(continuação)



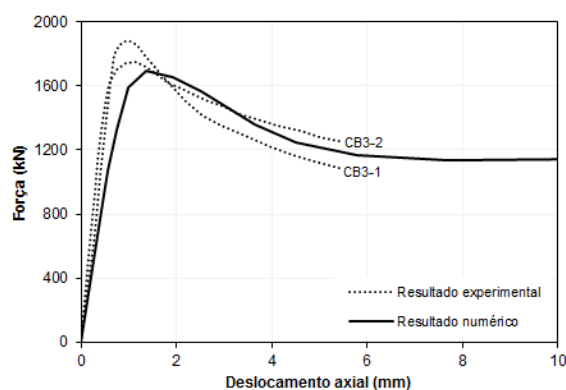
(e) Amostras CA5-1 e CA5-2



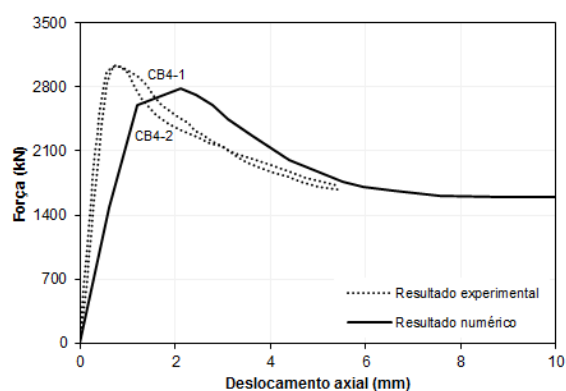
(f) Amostras CB1-1 e CB1-2



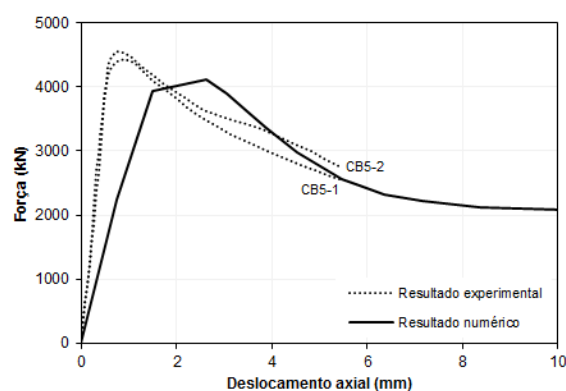
(g) Amostras CB2-1 e CB2-2



(h) Amostras CB3-1 e CB3-2



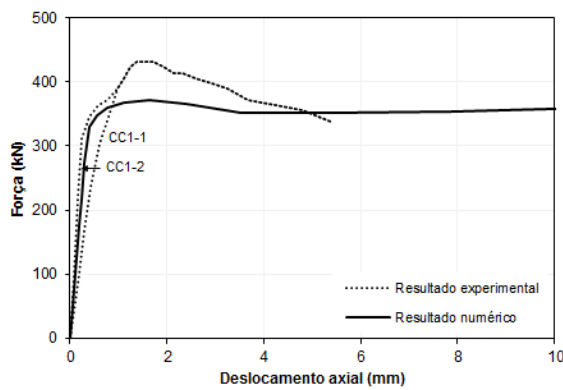
(i) Amostras CB4-1 e CB4-2



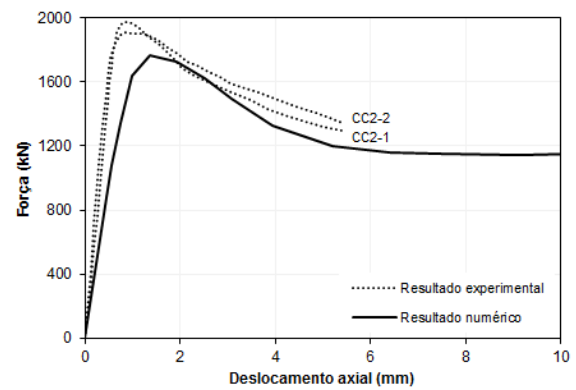
(j) Amostras CB5-1 e CB5-2

Figura B.5: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Han et al. (2005).

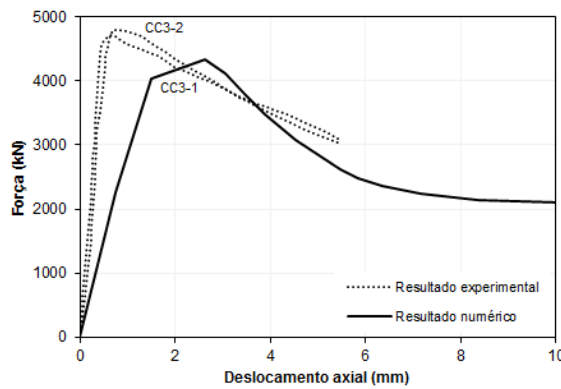
(continuação)



(k) Amostras CC1-1 e CC1-2



(l) Amostras CC2-1 e CC2-2



(m) Amostras CC3-1 e CC3-2

Figura B.5: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Han et al. (2005).

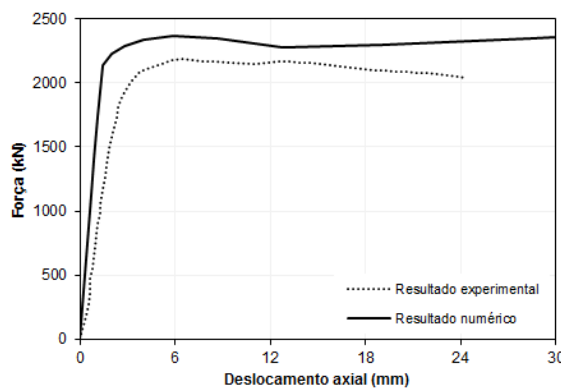
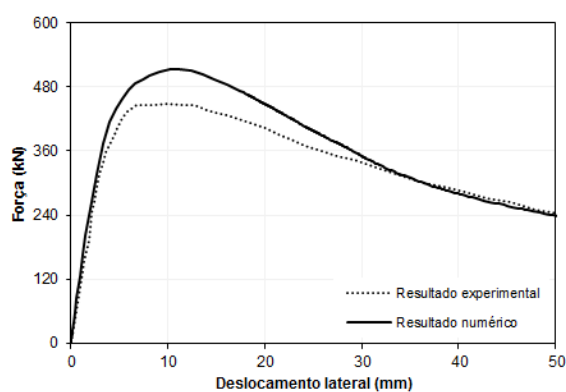
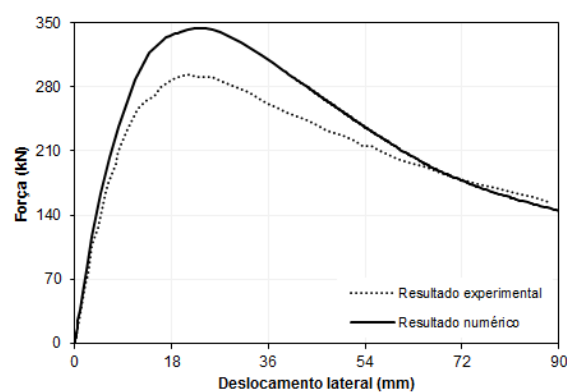


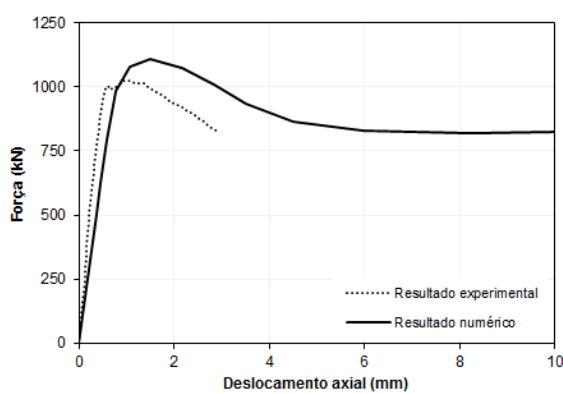
Figura B.6: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para a amostra selecionada no estudo de Johansson e Gylltoft (2002).



(a) Amostra C2

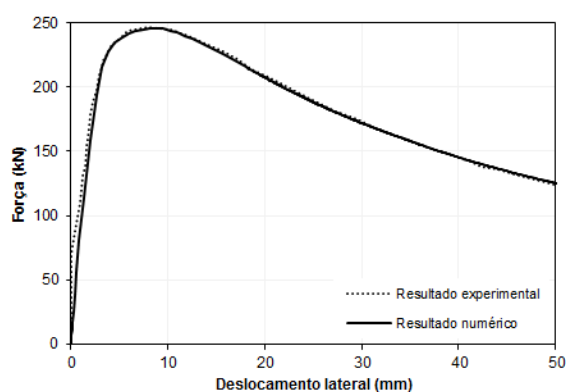


(b) Amostra C6

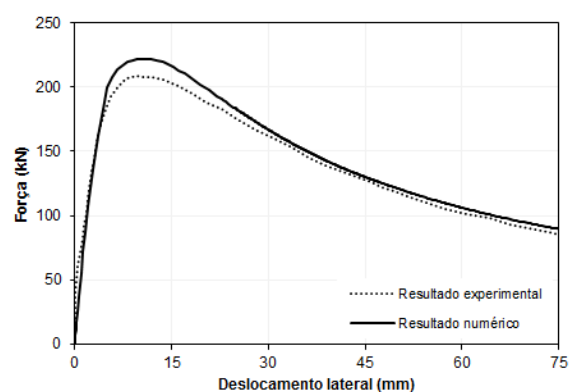


(c) Amostra C10

Figura B.7: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Kilpatrick e Rangan (1999a).



(a) Amostra SC-0

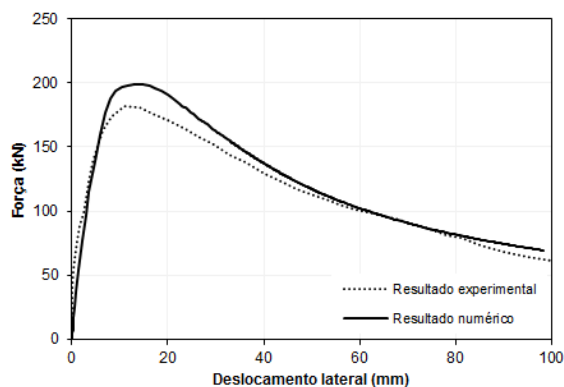


(b) Amostra SC-1

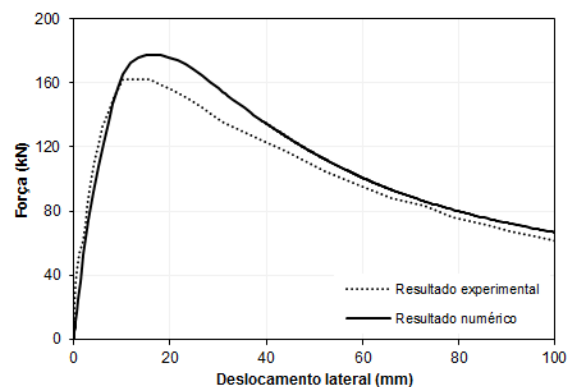
(continua)

Figura B.8: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Kilpatrick e Rangan (1999b).

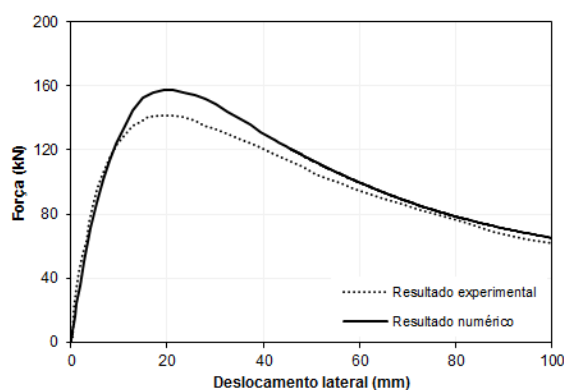
(continuação)



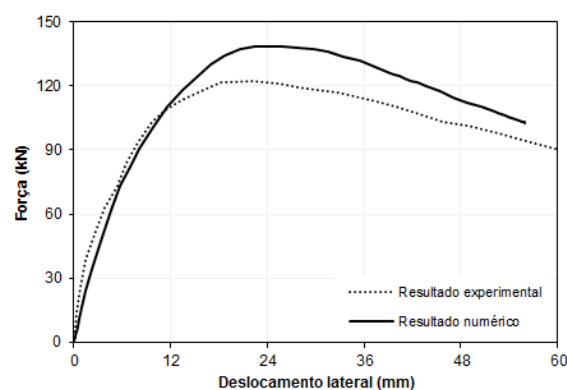
(c) Amostra SC-2



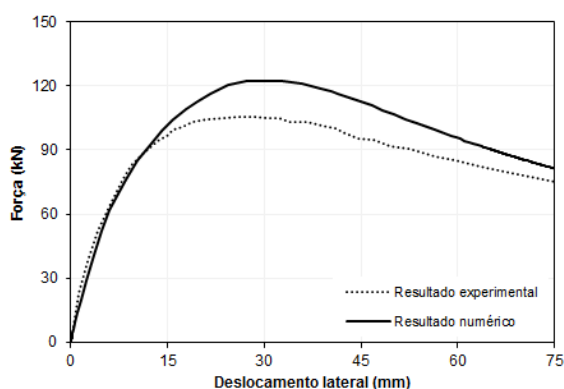
(d) Amostra SC-3



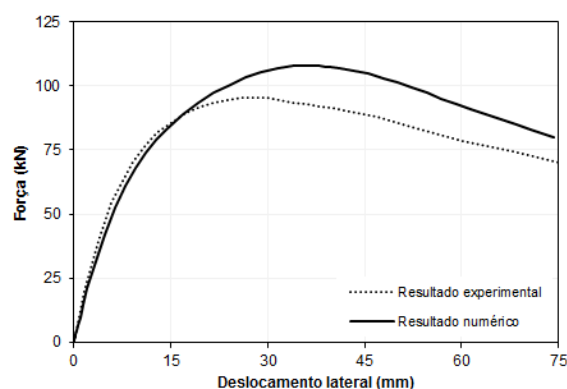
(e) Amostra SC-4



(f) Amostra SC-5



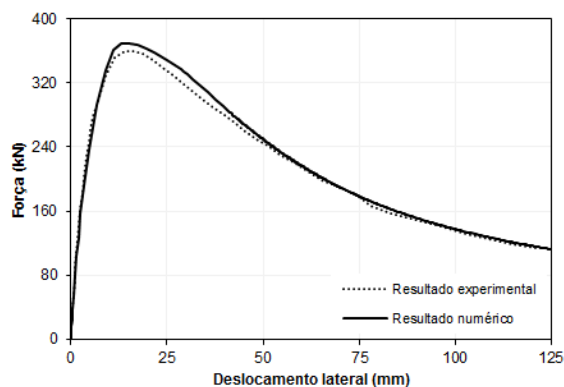
(g) Amostra SC-6



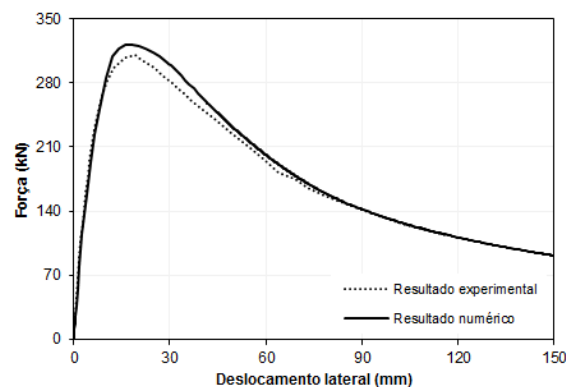
(h) Amostra SC-7

Figura B.8: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Kilpatrick e Rangan (1999b).

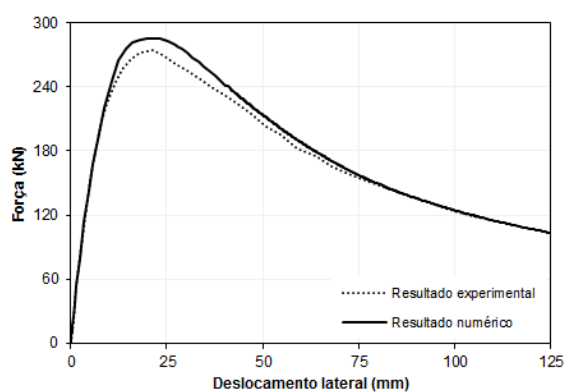
(continuação)



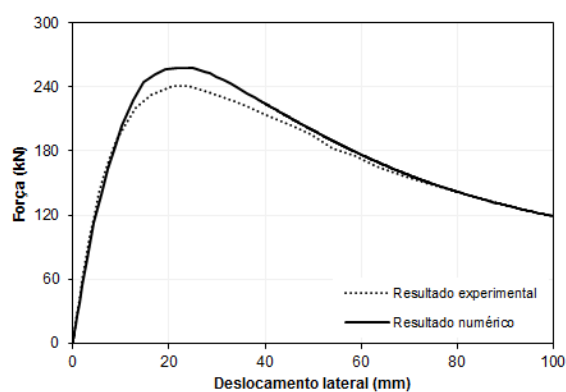
(i) Amostra SC-9



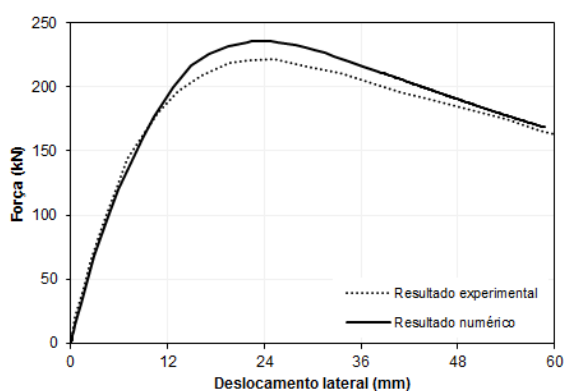
(j) Amostra SC-10



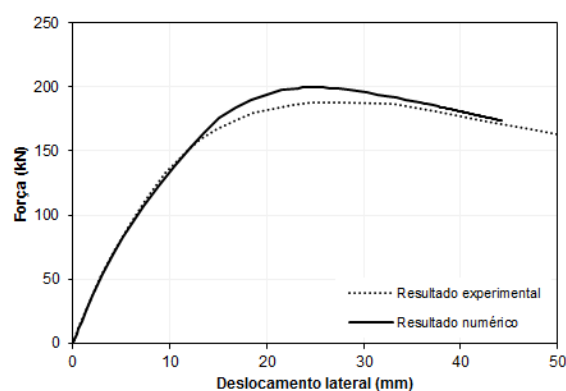
(k) Amostra SC-11



(l) Amostra SC-12



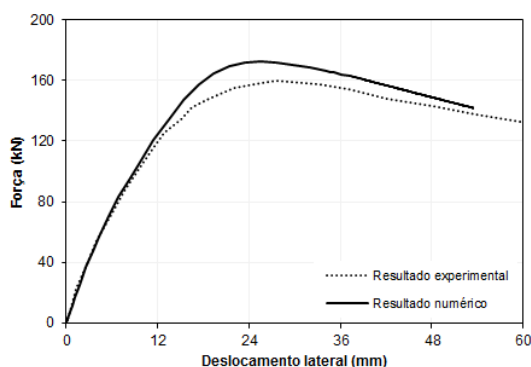
(m) Amostra SC-13



(n) Amostra SC-14

Figura B.8: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Kilpatrick e Rangan (1999b).

(continuação)



(o) Amostra SC-15

Figura B.8: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Kilpatrick e Rangan (1999b).

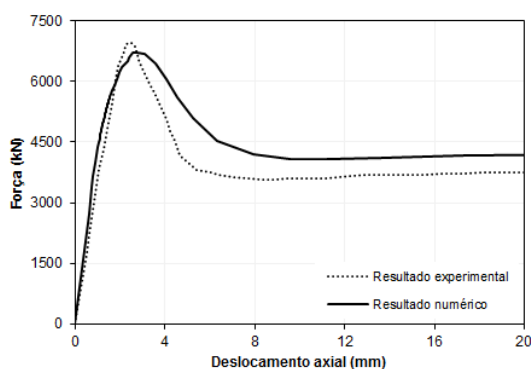
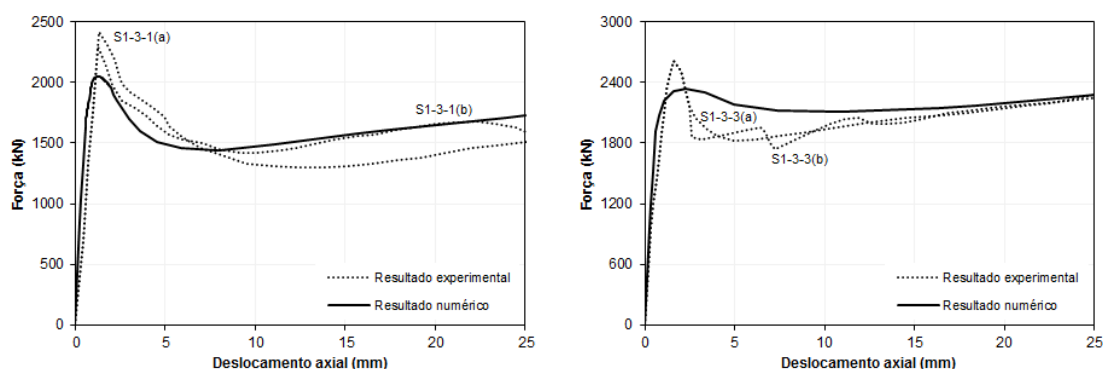


Figura B.9: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para a amostra selecionada no estudo de Liew e Xiong (2010 apud TAO ET AL., 2013B).



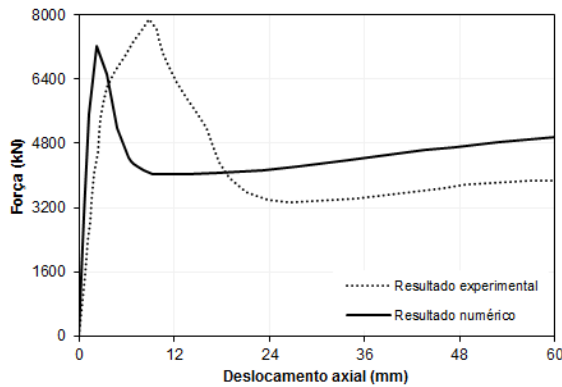
(a) Amostras S1-3-1(a) e S1-3-1(b)

(b) Amostras S1-3-3(a) e S1-3-3(b)

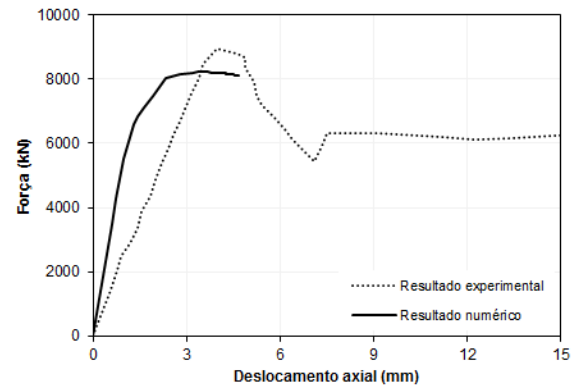
(continua)

Figura B.10: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Liew e Xiong (2012).

(continuação)

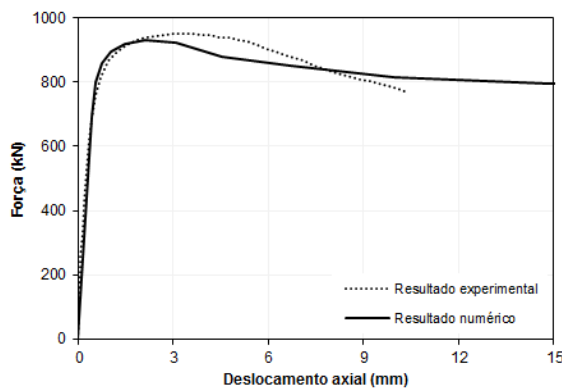


(c) Amostra S2-1-3

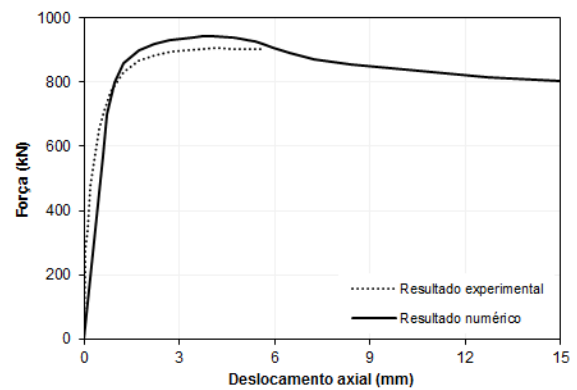


(d) Amostra S2-2-3

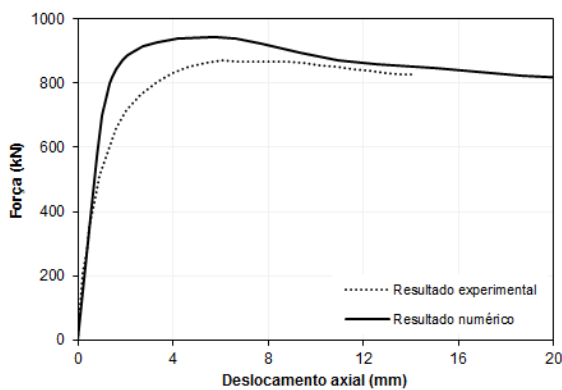
Figura B.10: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Liew e Xiong (2012).



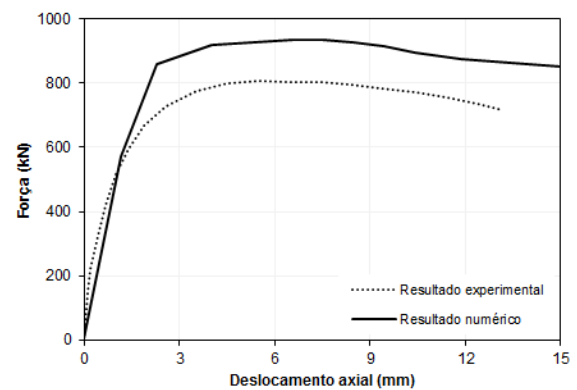
(a) Amostra P1-60-3D-E



(b) Amostra P1-60-5D-E



(c) Amostra P1-60-7D-E

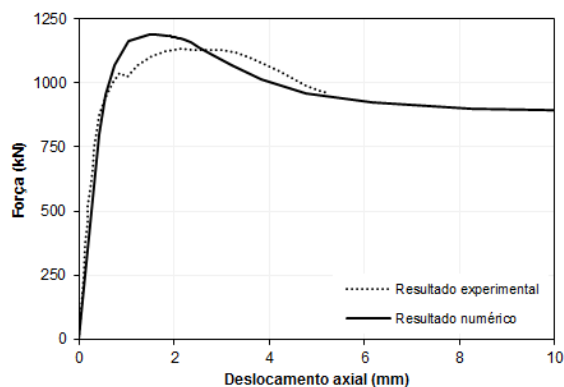


(d) Amostra P1-60-10D-E

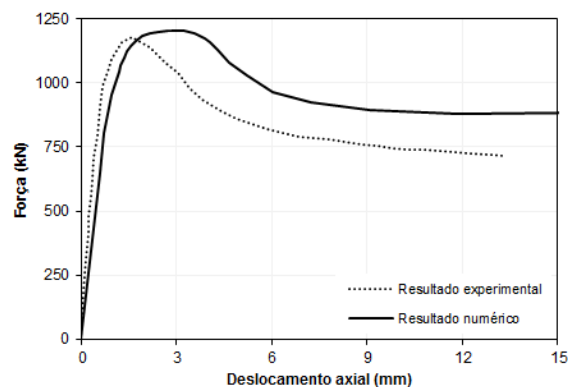
(continua)

Figura B.11: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Oliveira (2008).

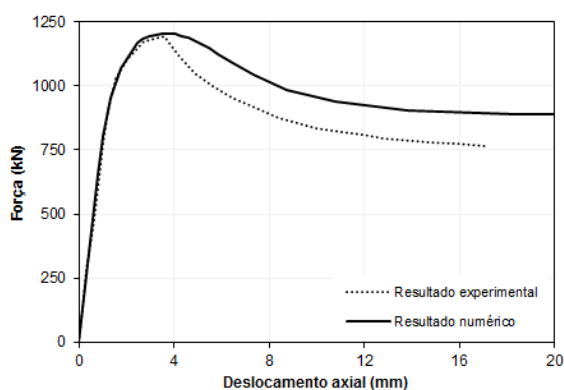
(continuação)



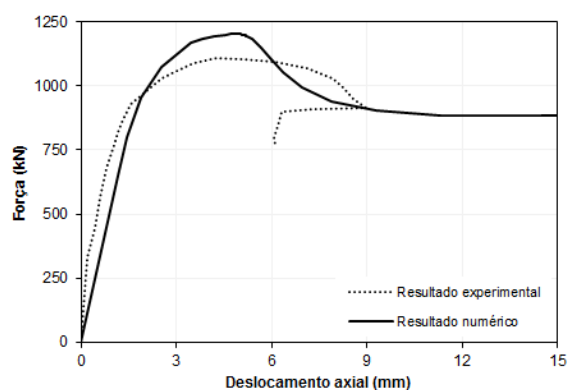
(e) Amostra P1-80-3D-E



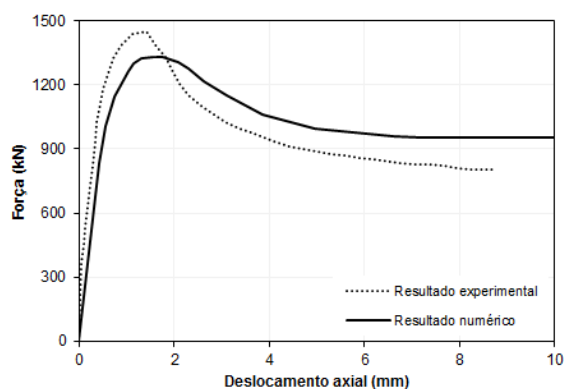
(f) Amostra P1-80-5D-E



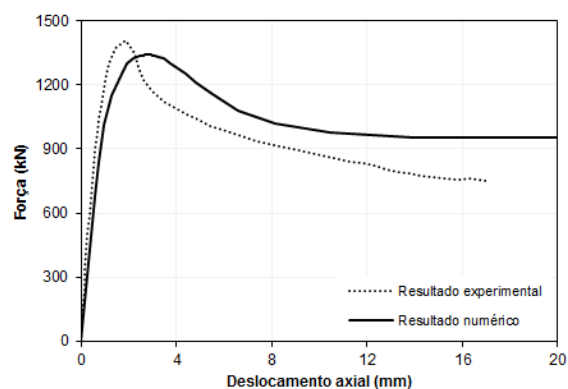
(g) Amostra P1-80-7D-E



(h) Amostra P1-80-10D-E



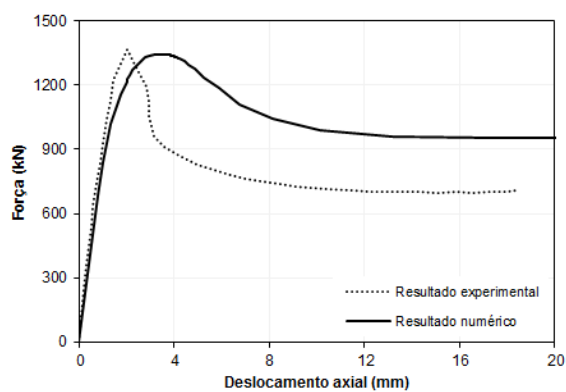
(i) Amostra P1-100-3D-E



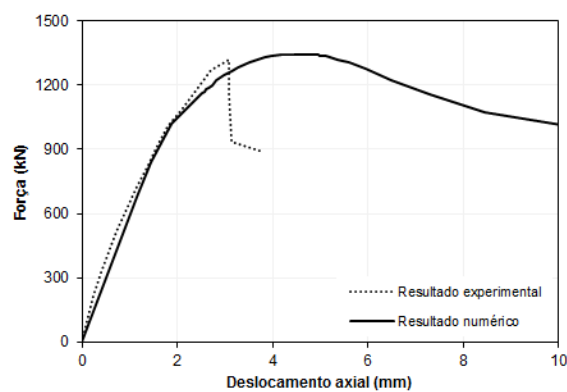
(j) Amostra P1-100-5D-E

Figura B.11: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras seleccionadas no estudo de Oliveira (2008).

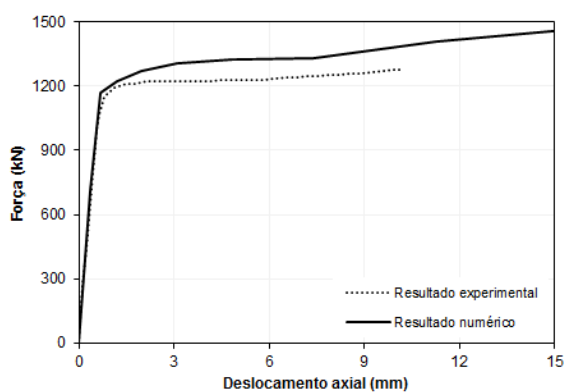
(continuação)



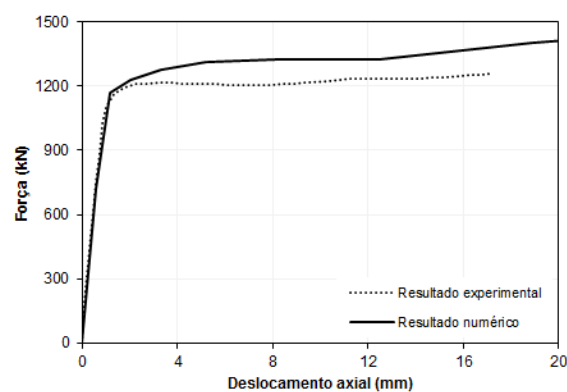
(k) Amostra P1-100-7D-E



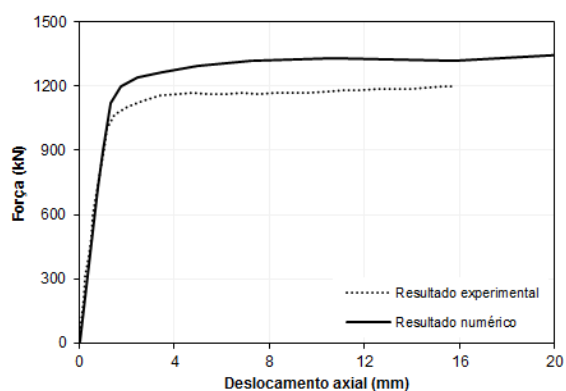
(l) Amostra P1-100-10D-E



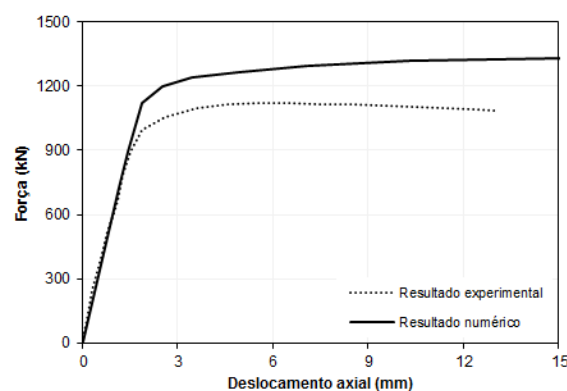
(m) Amostra P2-60-3D-E



(n) Amostra P2-60-5D-E



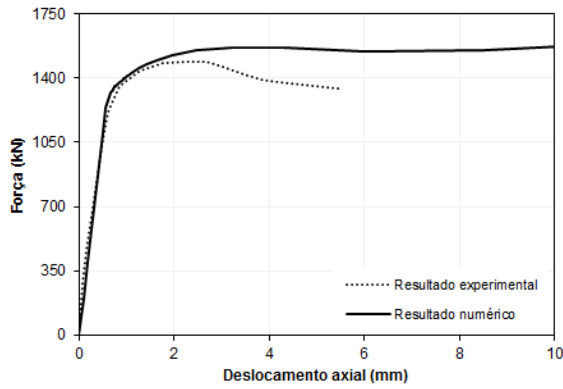
(o) Amostra P2-60-7D-E



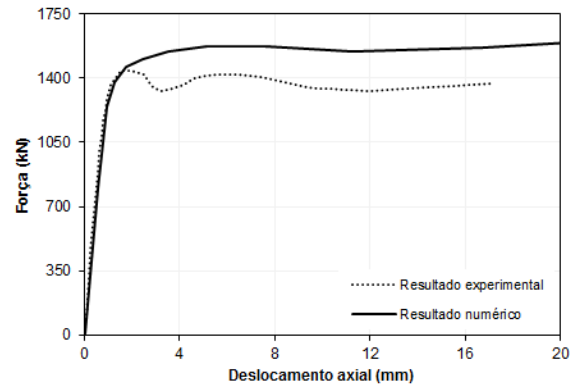
(p) Amostra P2-60-10D-E

Figura B.11: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Oliveira (2008).

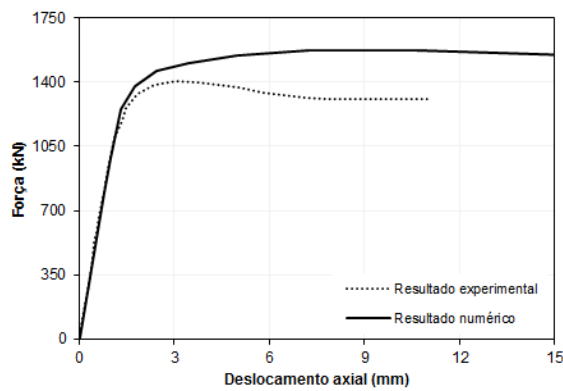
(continuação)



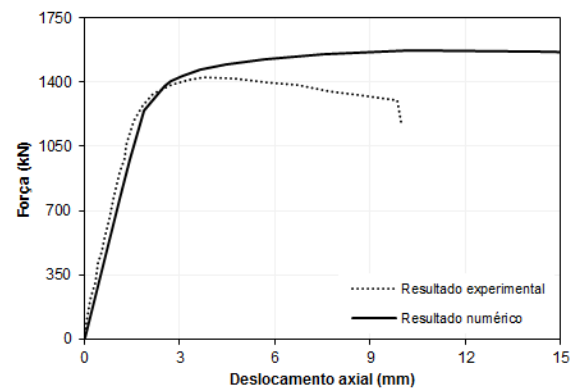
(q) Amostra P2-80-3D-E



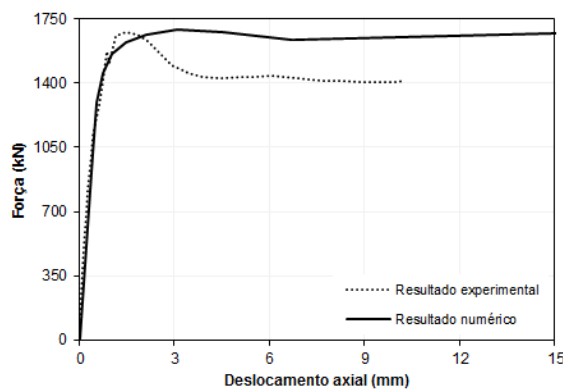
(r) Amostra P2-80-5D-E



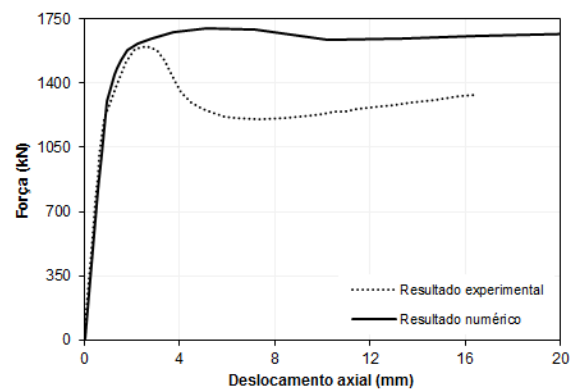
(s) Amostra P2-80-7D-E



(t) Amostra P2-80-10D-E



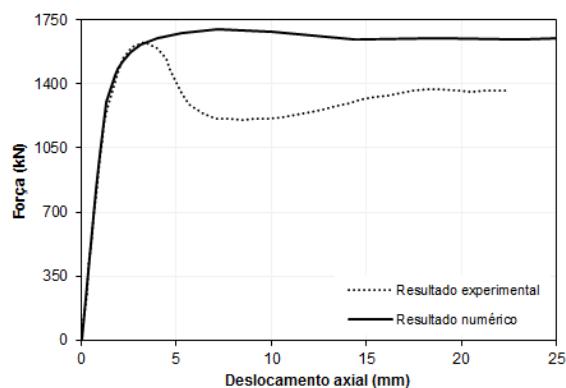
(u) Amostra P2-100-3D-E



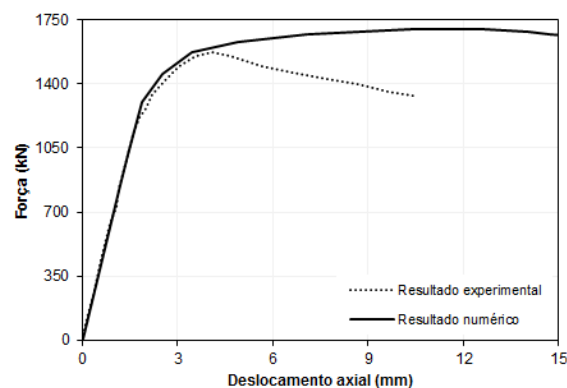
(v) Amostra P2-100-5D-E

Figura B.11: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Oliveira (2008).

(continuação)

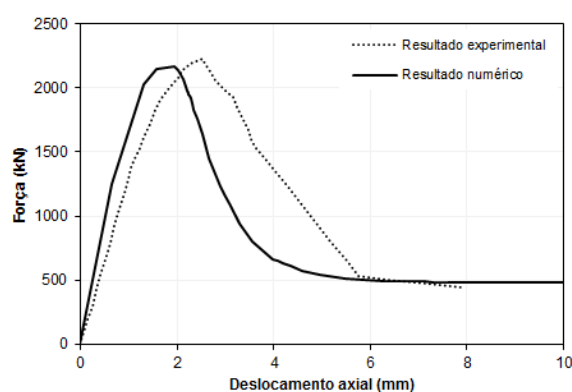


(w) Amostra P2-100-7D-E

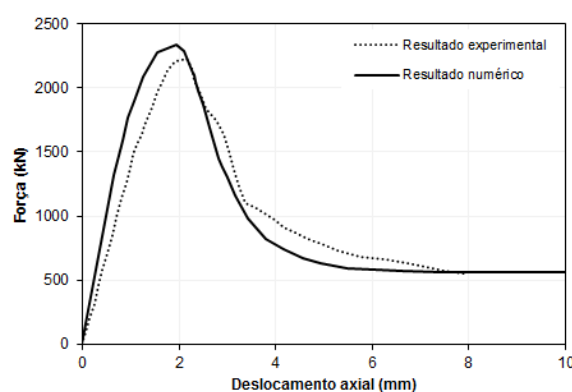


(x) Amostra P2-100-10D-E

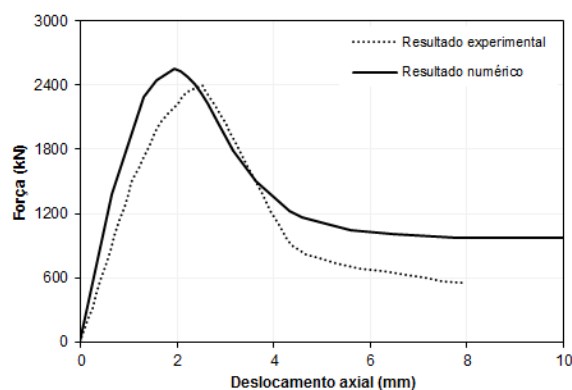
Figura B.11: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Oliveira (2008).



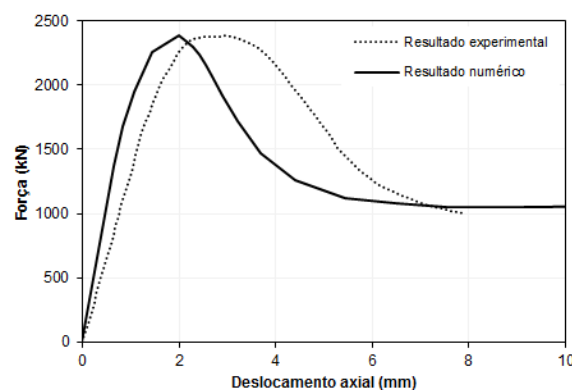
(a) Amostra S10CS80B



(b) Amostra S12CS80A



(c) Amostra S16CS80A

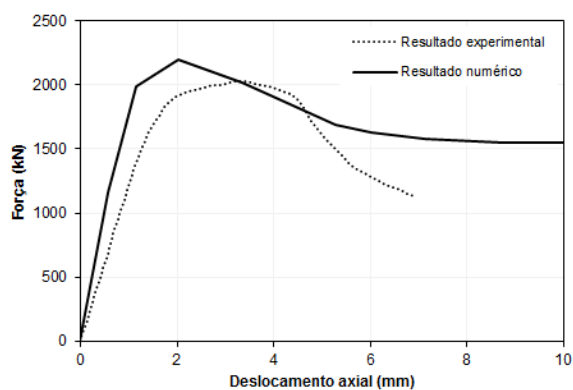


(d) Amostra S20CS80B

(continua)

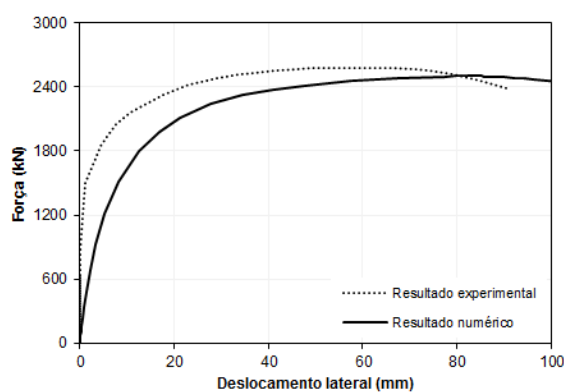
Figura B.12: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000).

(continuação)

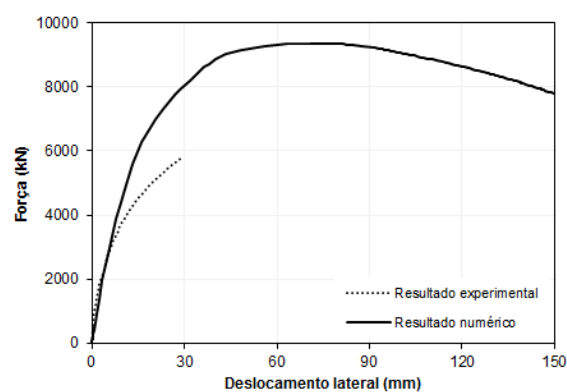


(e) Amostra S30CS80A

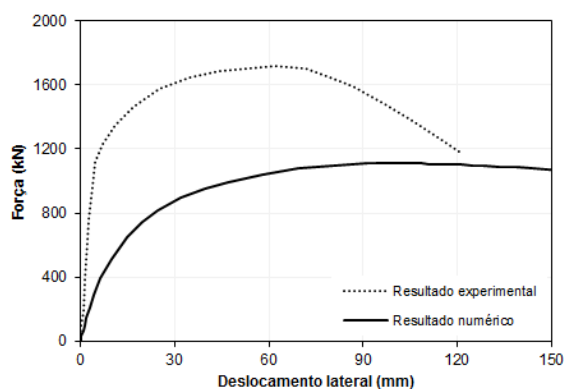
Figura B.12: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de O'Shea e Bridge (1997a,b apud O'SHEA E BRIDGE, 2000).



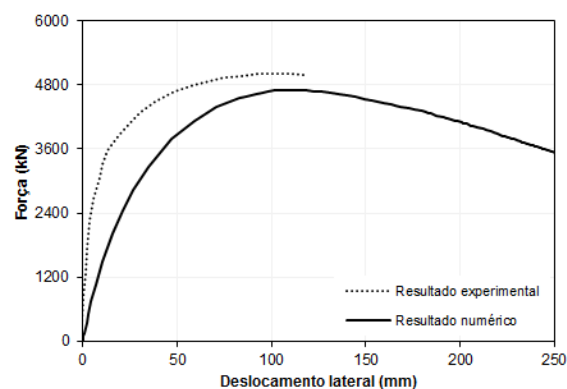
(a) Amostra 6C12-18-12



(b) Amostra 7C20-18-12



(c) Amostra 14C12-26-12

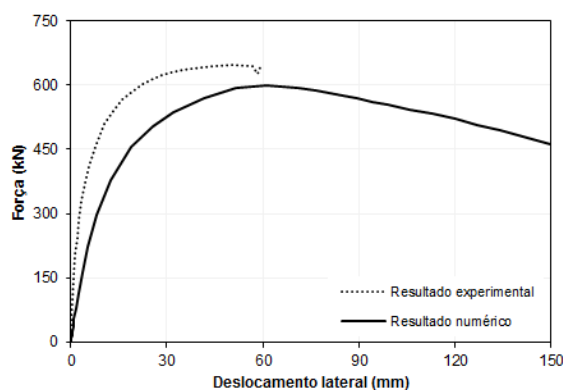


(d) Amostra 15C20-26-12

(continua)

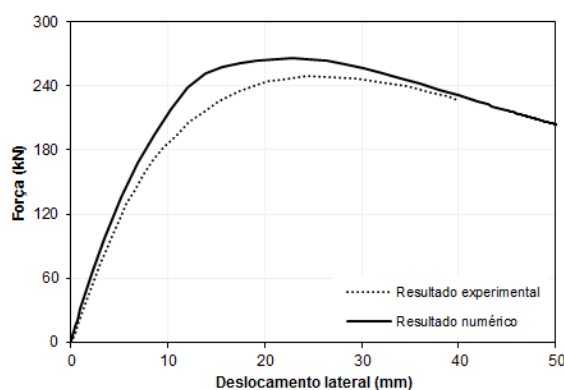
Figura B.13: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Perea (2010).

(continuação)

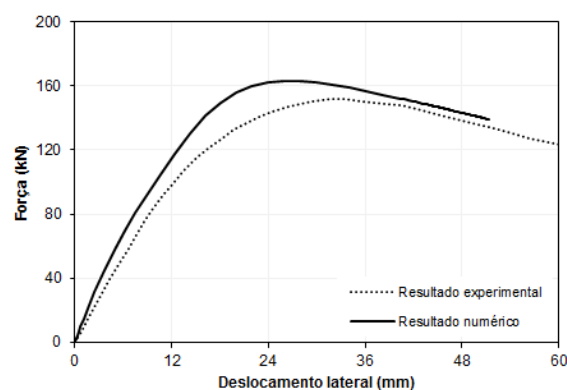


(e) Amostra 18C5-26-12

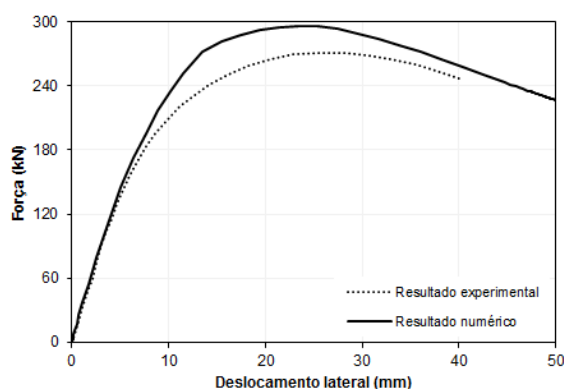
Figura B.13: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Perea (2010).



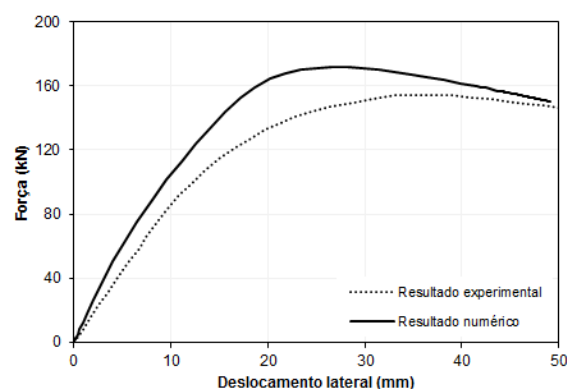
(a) Amostra C100-3-2-70-20-1



(b) Amostra C100-3-2-70-50-1



(c) Amostra C100-3-2-90-20-1

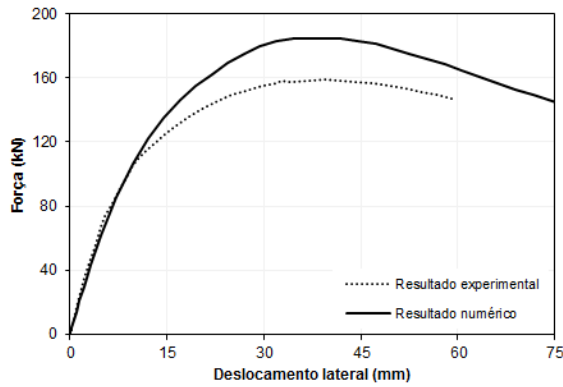


(d) Amostra C100-3-2-90-50-1

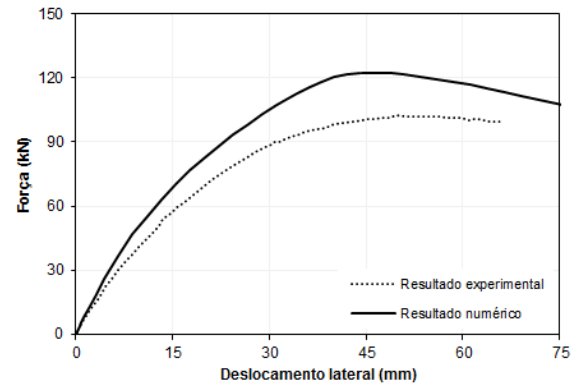
(continua)

Figura B.14: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Portolés et al. (2011a).

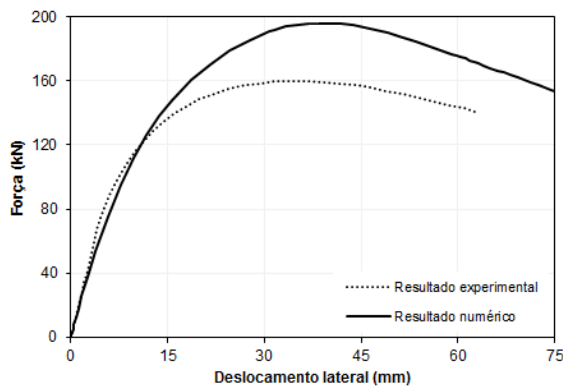
(continuação)



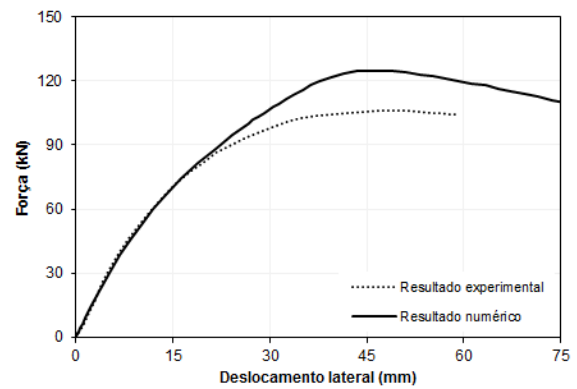
(e) Amostra C100-3-3-70-20-1



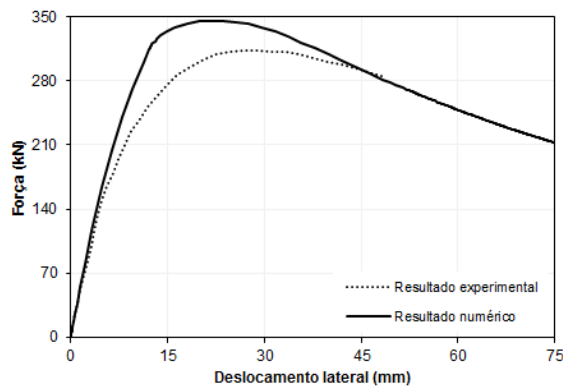
(f) Amostra C100-3-3-70-50-1



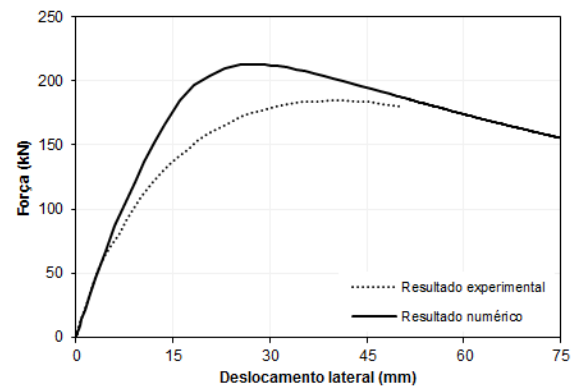
(g) Amostra C100-3-3-90-20-1



(h) Amostra C100-3-3-90-50-1



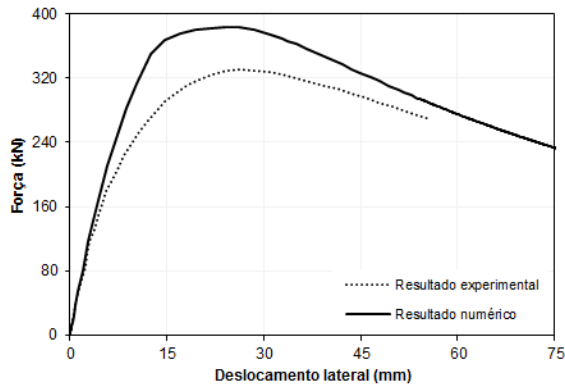
(i) Amostra C100-5-2-70-20-1



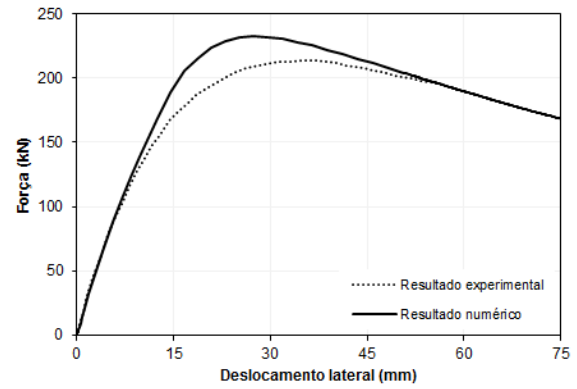
(j) Amostra C100-5-2-70-50-1

Figura B.14: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Portolés et al. (2011a).

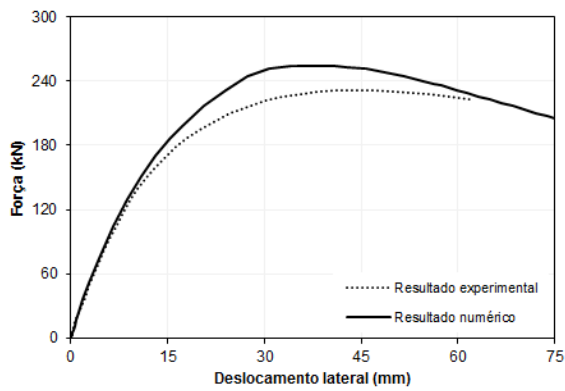
(continuação)



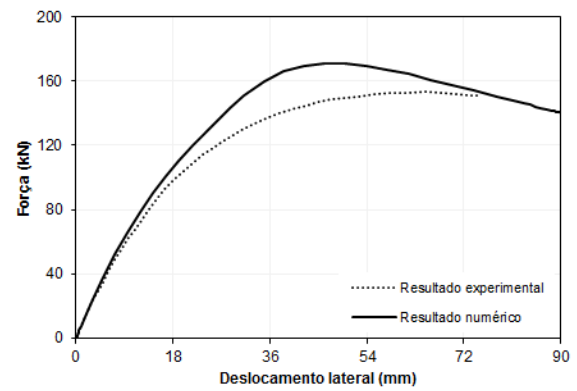
(k) Amostra C100-5-2-90-20-1



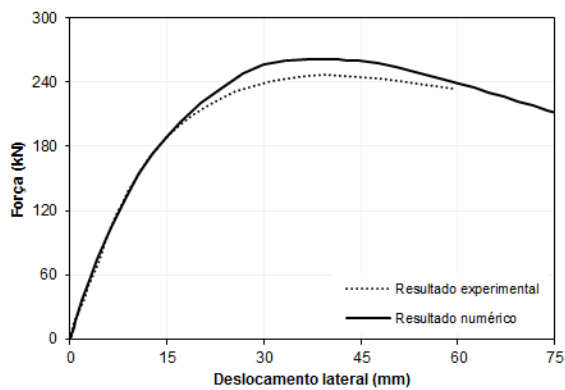
(l) Amostra C100-5-2-90-50-1



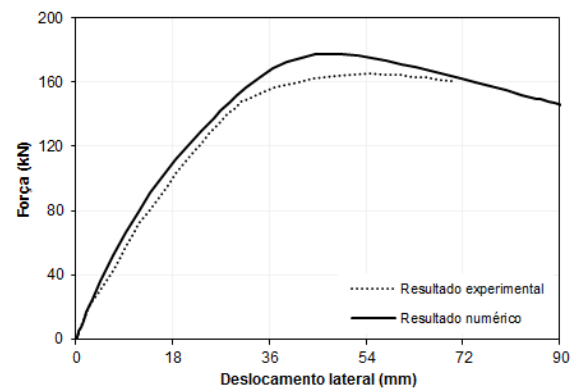
(m) Amostra C100-5-3-70-20-1



(n) Amostra C100-5-3-70-50-1



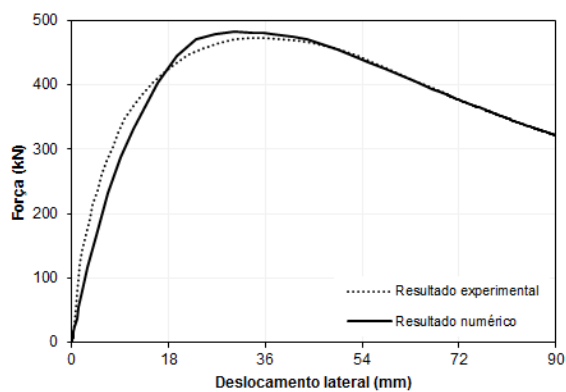
(o) Amostra C100-5-3-90-20-1



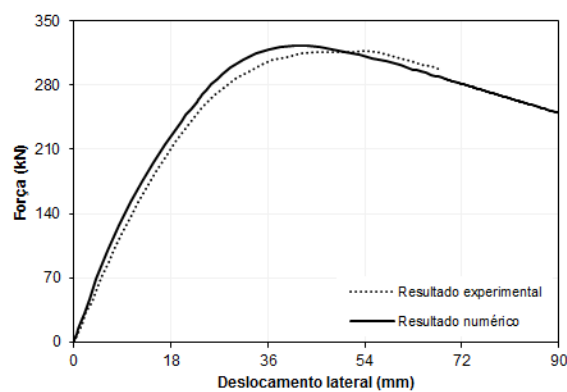
(p) Amostra C100-5-3-90-50-1

Figura B.14: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Portolés et al. (2011a).

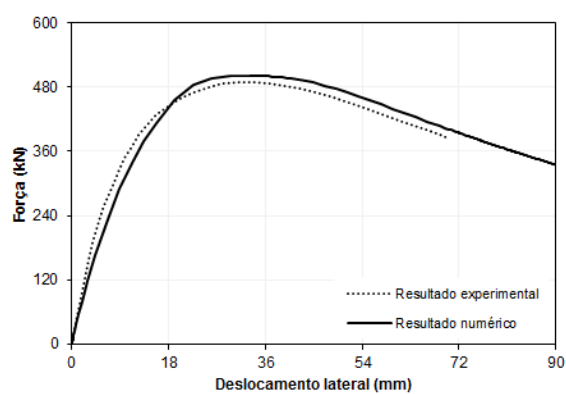
(continuação)



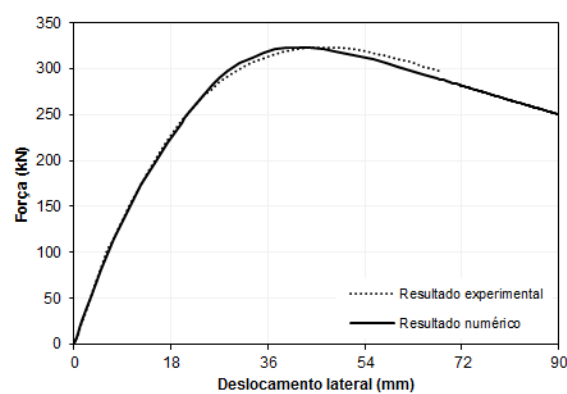
(q) Amostra C125-5-3-90-20-1



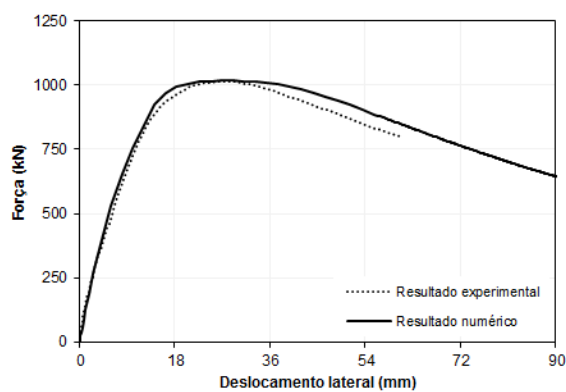
(r) Amostra C125-5-3-90-50-1



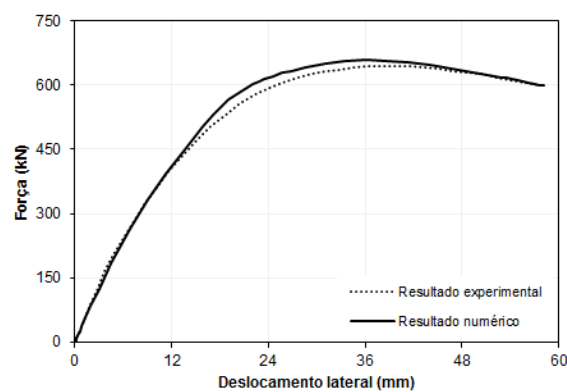
(s) Amostra C125-5-3-90-20-2



(t) Amostra C125-5-3-90-50-2



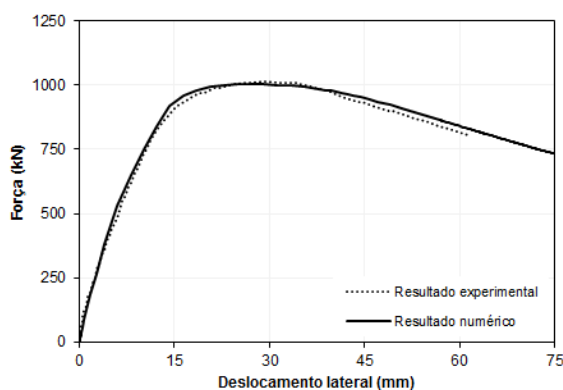
(u) Amostra C160-6-3-90-20-1



(v) Amostra C160-6-3-70-50-1

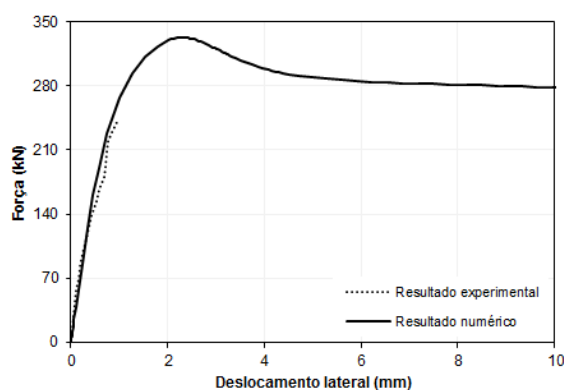
Figura B.14: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Portolés et al. (2011a).

(continuação)

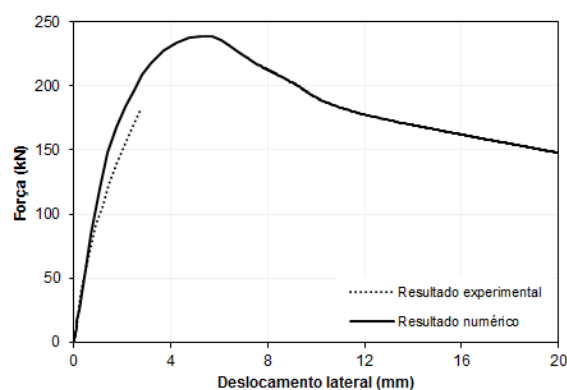


(w) Amostra C160-6-3-90-20-2

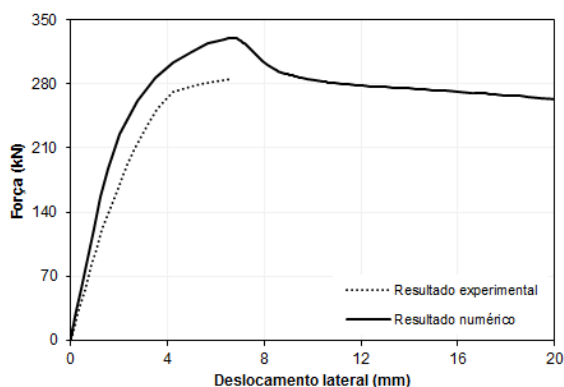
Figura B.14: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Portolés et al. (2011a).



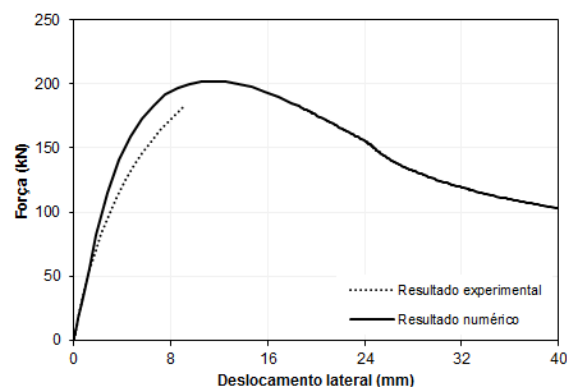
(a) Amostra 1



(b) Amostra 2



(c) Amostra 3

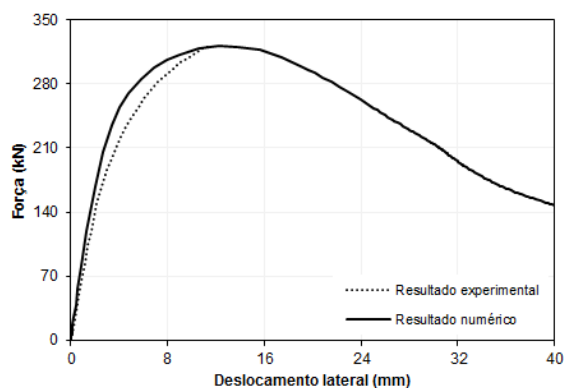


(d) Amostra 4

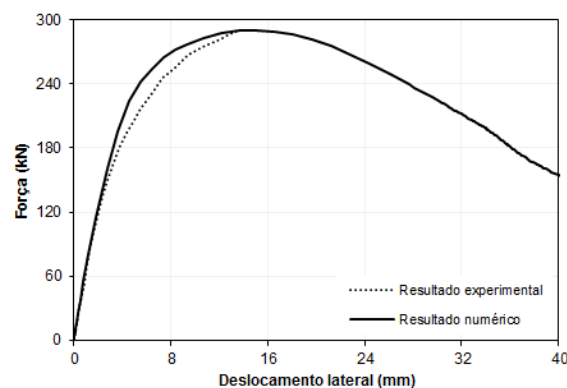
(continua)

Figura B.15: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Rangan e Joyce (1992).

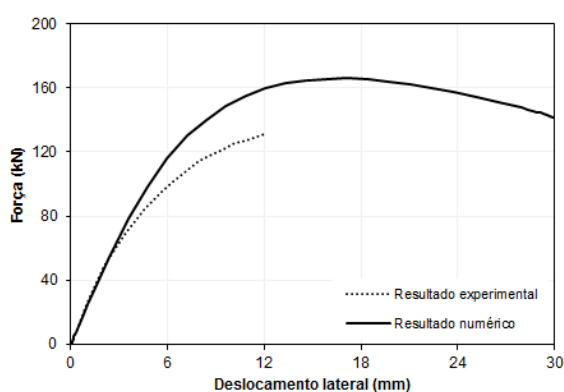
(continuação)



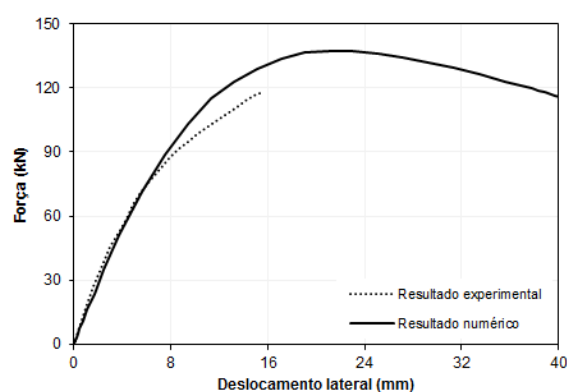
(e) Amostra 5



(f) Amostra 6

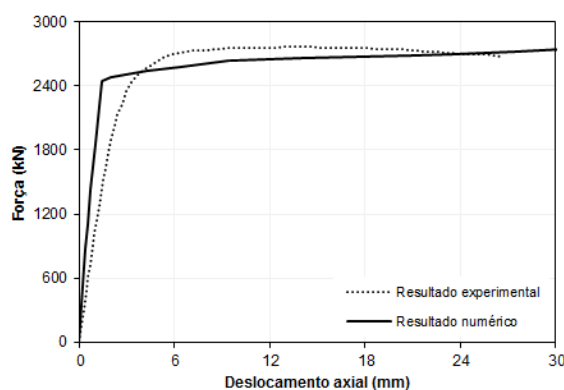


(g) Amostra 7

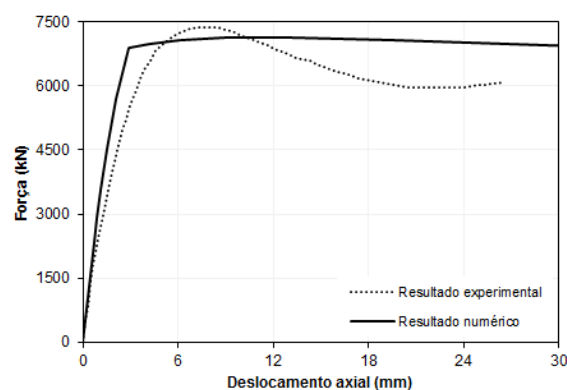


(h) Amostra 9

Figura B.15: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Rangan e Joyce (1992).



(a) Amostra CC8-A-8

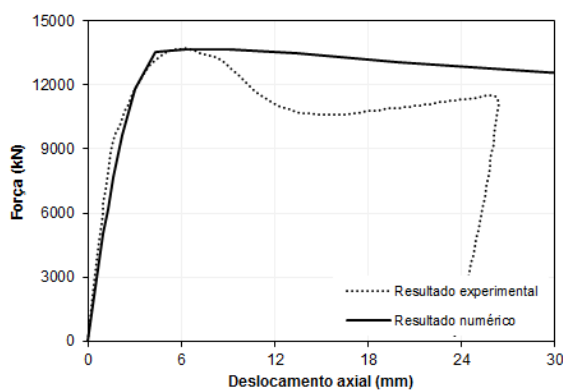


(b) Amostra CC8-C-8

(continua)

Figura B.16: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Sakino et al. (2004).

(continuação)



(c) Amostra CC8-D-8

Figura B.16: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para as amostras selecionadas no estudo de Sakino et al. (2004).

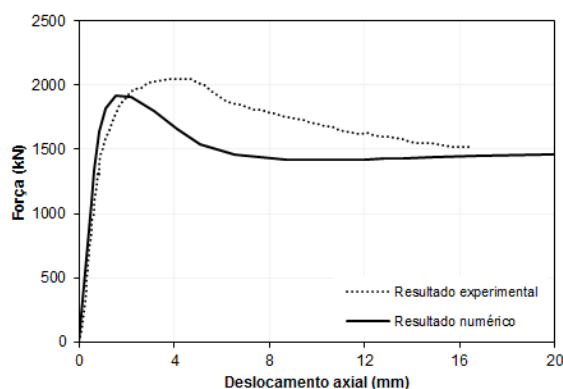
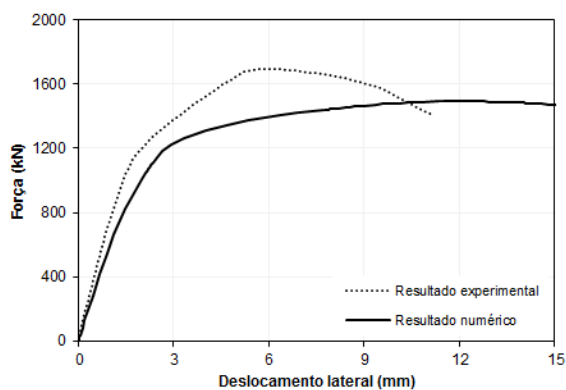


Figura B.17: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para a amostra selecionada no estudo de Yu et al. (2007).



(a) Amostra 16

Figura B.18: Comparação entre os gráficos de carga *versus* deslocamento obtidos experimentalmente e numericamente para a amostra selecionada no estudo de Zeghiche e Chaoui (2005).