

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**HARLEY DAVIDSON GOMES**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO  
TUBULARES CIRCULARES COM CONCRETO DE ALTO  
DESEMPENHO**

VITÓRIA  
2015

HARLEY DAVIDSON GOMES

**ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO  
TUBULARES CIRCULARES COM CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas.

Orientador: Adenílcia Fernanda Grobério Calenzani.

VITÓRIA  
2015

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES MISTOS TUBULARES  
CIRCULARES DE AÇO PREENCHIDOS COM CONCRETO DE ALTO  
DESEMPENHO**

**Harley Davidson Gomes**

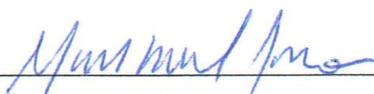
Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia **28 de agosto de 2015** por:



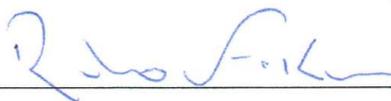
---

Profª. Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani  
Doutora em Engenharia Civil  
Orientadora - UFES



---

Prof. Dr. Macksuel Soares de Azevedo  
Doutor em Engenharia Civil  
Membro Interno - UFES



---

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury  
Doutor em Engenharia Civil  
Membro Externo - UFMG

**Vitória – ES, agosto de 2015**

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar quero dar toda a glória pela realização deste trabalho a DEUS, pois tem sido a minha força em momentos difíceis. Só Ele sabe o que passei para chegar até aqui. Não há palavras que possam expressar o meu agradecimento a ti Senhor.

A minha amada esposa Mirela que sempre me apoiou, minha principal incentivadora, penso que ela acredita mais em minha capacidade do que eu mesmo. Obrigado por tudo que você fez para que pudesse finalizar este trabalho, principalmente por entender as minhas ausências. Ao nosso filho João fonte de grande alegria em nossas vidas. Amo muito vocês dois.

A professora Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani, pela orientação, pela dedicação e principalmente pela confiança.

A minha mãe, minha irmã que apoiaram, entenderam as minhas ausências e por tudo que me ensinaram e ao meu pai (in memoriam).

Ao João Victor que foi fundamental para a realização deste sonho, sem a sua ajuda meu amigo não sei se seria possível.

A todos os professores, funcionários e colegas da área de Estruturas do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo.

A todos, que direta ou indiretamente contribuíram para realização deste trabalho.

## RESUMO

Pilares mistos de aço e concreto têm sido bastante empregados na construção civil, principalmente nos países da América do Norte, Europa e Ásia. Pilares mistos, com concreto de resistência normal, ou seja, concreto com resistência característica à compressão entre 20 e 50 MPa, são abordados pelas principais normas de dimensionamento. No Brasil, as normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013 regem o dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto tubulares. Essas duas normas referenciam a ABNT NBR 6118:2014 quanto a questões relativas à resistência do concreto estrutural que incorporou o uso de concretos de alto desempenho o que justifica a necessidade de trabalhos de pesquisas que tratem de pilares mistos de aço com esse tipo de concreto. No presente estudo, modelos numéricos foram elaborados para a simulação de pilares mistos tubulares circulares de aço preenchidos com concretos de resistência normal e de alto desempenho. Após ser feita a aferição dos modelos numéricos com resultados experimentais da literatura, realizou-se uma extensa análise paramétrica a fim de avaliar a influência de parâmetros geométricos, a saber, comprimento, diâmetro e espessura da parede do tubo de aço, e parâmetros dos materiais como a resistência característica à compressão do concreto. Foram analisados pilares submetidos à compressão pura e à flexo-compressão e os resultados numéricos foram confrontados com os prescritos pelas normas EN 1994-1-1:2004, ANSI/AISC 360-05:2010 e ABNT NBR 8800:2008. Foi verificada a viabilidade do uso das formulações normativas supracitadas no cálculo do esforço resistente à compressão de pilares mistos tubulares com concreto de alto desempenho. A análise da resistência à flexo-compressão desses pilares permitiu concluir que a ANSI/AISC 360-05:2010 apresenta resultados muito conservadores, enquanto a ABNT NBR 8800:2008 apresenta resultados próximos aos numéricos, porém com alguns casos contrários à segurança. A EN 1994-1-1:2004 apresentou, na sua maioria, resultados contrários à segurança.

**Palavras chaves:** Pilar misto de aço e concreto tubular circular, concreto de alto desempenho, esforço resistente à compressão, resistência à flexo-compressão

## ABSTRACT

Steel and concrete composite columns have been significantly employed in civil construction, mainly in countries in North America, Europe and Asia. Composite columns with concrete of normal strength, in other words, with cylinder strength between 20 and 50 MPa, are addressed by the main design codes. In Brazil, the standards ABNT NBR 8800:2008 and ABNT NBR 16239:2013 rule the dimensioning of steel and concrete tubular composite columns. Both standards reference the ABNT NBR 6118:2014 when dealing with matters related to the concrete's structural resistance that incorporates the use of high strength concrete, which justifies the need for research works dealing with composite columns with high strength concrete. In the present study, numerical models were elaborated to simulate both normal and high strength concrete-filled circular tubular columns. After the validation of the numerical models with literature's experimental results, an extensive parametric analysis was performed in order to assess the influence of geometric parameters (length, diameter and thickness of the steel tube) and material parameters such as the concrete resistance. Columns under normal and eccentric loads were analyzed and the numerical results were confronted with the prescriptions of the standards EN 1994-1-1:2004, ANSI/AISC 360-05:2010 and ABNT NBR 8800:2008. The viability of the usage of the standards' equations in the calculations of the compressive strength of high strength concrete-filled tubular circular composite columns was verified. The analysis of the resistance to eccentric loading of these columns has led to the conclusion that the ANSI/AISC 360-05:2010 code leads to over-conservative results, while the ABNT NBR 8800:2008 conducts to results that are closer to the numerical ones, despite being against safety in some cases. The EN 1994-1-1:2004 presented, mostly, results that were contrary to safety.

**Keywords:** Concrete-filled circular tubular column, high strength concrete, compressive strength, flexural strength.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Hotel Íbis Canoas – Canoas/RS.....	24
Figura 1.2 - Edifício New Century – São Paulo/SP. a) obra e b) edifício pronto .....	25
Figura 1.3 - Centro Empresarial Senado - Rio de Janeiro/RJ. a) obra e b) edifício pronto .....	25
Figura 1.4 - Arquibancadas do estádio Maracanã – Rio de Janeiro/RJ .....	26
Figura 1.5 - Tipos de seções transversais de pilares mistos.....	27
Figura 1.6 - Tipos de seções transversais de pilares mistos.....	27
Figura 2.1 - Valores encontrados na experimentação física com modelos de pilares preenchidos flexo-comprimidos e previstos por norma .....	35
Figura 2.2 - Comparação entre os resultados experimentais e a equação proposta por Sakino <i>et al.</i> (2004) para seção circular.....	37
Figura 2.3 - Comparação entre os resultados experimentais e a equação proposta por Sakino <i>et al.</i> (2004) para seção quadrada .....	38
Figura 2.4 - Condições de carregamento. (a) pilares circulares (b) e (c) pilares quadrados. ....	38
Figura 2.5 - Comparação entre os resultados obtidos nos ensaios físicos e os resultados previstos pelo EN 1994-1-1:2004 .....	40
Figura 2.6 - Comparação entre os resultados obtidos nos ensaios físicos e os resultados previstos pelas normas ACI 318-95 e AS 3600 e AS 4100.....	41
Figura 2.7 - Dispositivos especiais para as regiões de introdução de carga em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto .....	47
Figura 2.8 - Método para determinação do coeficiente de fluência $\varphi(t,t_0)$ para concreto sobre condições ambientais normais.....	56
Figura 2.9 - Seção I ou H revestida com concreto fletida em relação ao eixo x.....	59
Figura 2.10 - Seção tubular retangular preenchida com concreto.....	60
Figura 2.11 - Curvas de flambagem .....	67
Figura 2.12 - Seção tubular circular preenchida com concreto .....	71
Figura 2.13 - Diagrama de interação – Momento fletor x força axial – Método de Cálculo I .....	74
Figura 2.14 - Diagrama de interação – Momento fletor x força axial – Método de Cálculo II .....	77

Figura 2.15 - Diagrama de interação – Momento fletor x força axial – Método de Cálculo III .....	79
Figura 2.16 - Diagrama de Interação Linear – Momento Fletor x Força Axial .....	81
Figura 3.1 - Ensaio experimental usado para validação do modelo de compressão centrada. ....	85
Figura 3.2 – Modos de falha observados por Dundu (2012) .....	86
Figura 3.3 - Seção transversal e vista lateral do modelo para calibração do modelo numérico com carregamento excêntrico .....	88
Figura 3.4 - Pilar misto de aço concreto ensaiado por Portoles <i>et al.</i> (2011) .....	89
Figura 3.5 - Pilar misto de aço concreto ensaiado na horizontal.....	90
Figura 3.6 - Elemento de placa Shell181 .....	91
Figura 3.7 - Elemento sólido Solid65.....	91
Figura 3.8 - Malha de elementos finitos gerada .....	92
Figura 3.9 - Modelo constitutivo do aço.....	93
Figura 3.10 - Modelo constitutivo do concreto.....	94
Figura 3.11 - Variação da carga crítica de flambagem em função do número de elementos do modelo numérico. ....	96
Figura 3.12 - Erro relativo em função do número de divisões por linha do modelo numérico.....	96
Figura 3.13 - Exemplo de modelo numérico (a) vista lateral do pilar; (b) seção longitudinal do pilar; (c) seção transversal do modelo com representação dos elementos do Ansys utilizados. ....	97
Figura 3.14 – Condições de contorno dos modelos numéricos (a) modelo submetido à compressão pura (b) modelo submetido à compressão excêntrica. ....	98
Figura 3.15 – Condições de Contorno dos Modelos da Validação. (a) Flexo-compressão (b) Compressão Centrada. ....	101
Figura 3.16 – Comparação deformação (a) numérica (b) experimental.....	102
Figura 3.17 – Tensões de von Mises no aço do modelo numérico .....	103
Figura 3.18 – Tensões no concreto do modelo numérico .....	104
Figura 3.19 - Carga x Deformação .....	105
Figura 4.1 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0,m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 30$ MPa. ....	113
Figura 4.2 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0,m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 40$ MPa. ....	113

Figura 4.3 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0,m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 50$ MPa. ....	114
Figura 4.4 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0,m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 60$ MPa. ....	114
Figura 4.5 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0,m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 70$ MPa. ....	115
Figura 4.6 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0,m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 80$ MPa. ....	115
Figura 4.7 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0,m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 90$ MPa. ....	116
Figura 4.8 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 30$ MPa. ....	117
Figura 4.9 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 40$ MPa. ....	117
Figura 4.10 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 50$ MPa. ....	118
Figura 4.11 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 60$ MPa. ....	118
Figura 4.12 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 70$ MPa. ....	119
Figura 4.13 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 80$ MPa. ....	119
Figura 4.14 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão $\chi$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0m}$ para pilares mistos com $f_{ck} = 90$ MPa. ....	120
Figura 4.15 - Variação da resistência à compressão em função do $f_{ck}$ - Modelos com diâmetro 141,3 mm e espessura da parede igual a 8,8 mm .....	121
Figura 4.16 - Variação da resistência à compressão em função do $f_{ck}$ - Modelos com diâmetro 219,1 mm e espessura da parede igual a 8,8 mm .....	121
Figura 4.17 – Variação dos resultados numéricos de resistência à compressão em função da espessura do tubo de aço. ....	123
Figura 4.18 – Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ABNT NBR 8800:2008. ....	123
Figura 4.19 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ABNT NBR 8800:2008 para concreto da classe C30 .....	124

Figura 4.20 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ABNT NBR 8800:2008 para concreto da classe C50 .....	124
Figura 4.21 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ABNT NBR 8800:2008 para concreto da classe C90 .....	125
Figura 4.22 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a EN 1994-1-1:2004. ....	125
Figura 4.23 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a EN 1994-1-1:2004 para concreto da classe C30.....	126
Figura 4.24 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a EN 1994-1-1:2004 para concreto da classe C50.....	126
Figura 4.25 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a EN 1994-1-1:2004 para concreto da classe C90.....	127
Figura 4.26 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ANSI/AISC 360-05:2010.....	127
Figura 4.27 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ANSI/AISC 360-05:2010 para concreto da classe C30. ....	128
Figura 4.28 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ANSI/AISC 360-05:2010 para concreto da classe C50 .....	128
Figura 4.29 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ANSI/AISC 360-05:2010 para concreto da classe C90 .....	129
Figura 4.30 – Variação da resistência à compressão em função do diâmetro (a) $f_{ck} = 30$ MPa e $t = 8,8$ mm, (a) $f_{ck} = 50$ MPa e $t = 8,8$ mm e (c) $f_{ck} = 90$ MPa e $t = 8,8$ mm. ....	130
Figura 4.31 - Variação da RCC para pilares com $D = 141,3$ mm em função do $f_{ck}$ ..	133
Figura 4.32 - Variação da RCC para pilares com $D = 219,1$ mm em função do $f_{ck}$ .	133
Figura 5.1 – Curvas de interação para pilar misto de diâmetro 219,1 mm .....	148
Figura 5.2 – Curvas de interação para pilar misto de diâmetro 355,6 mm. ....	149
Figura 5.3 – Curva de interação para vários $f_{ck}$ – Modelo com $D = 219,1$ mm; $t = 8,8$ mm. ....	150
Figura 5.4 – Curva de interação para vários $f_{ck}$ – Modelo com $D = 355,6$ mm; $t = 8,8$ mm. ....	151

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo $\tau_{Rd}$ .....	50
Quadro 2.2 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).....	52
Quadro 2.3 - Valor de $\chi$ em função do índice de esbeltez $\lambda_0$ .....	63
Quadro 4.1 - Modelos numéricos implementados. Parâmetro avaliado: $f_{ck}$ .....	107
Quadro 4.2 - Modelos numéricos implementados. Parâmetro avaliado: Espessura. ....	110
Quadro 4.3 - Modelos numéricos implementados. Parâmetro avaliado: Diâmetro..	111
Quadro 5.1 - Modelos numéricos implementados. Parâmetros avaliados: $f_{ck}$ e Diâmetro igual a 219,1 mm .....	135
Quadro 5.2 - Modelos numéricos implementados. Parâmetros avaliados: $f_{ck}$ e Diâmetro igual a 355,6 mm .....	139

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Relação largura/espessura ou diâmetro/espessura de pilares mistos aço e concreto submetidos à compressão axial.....	68
Tabela 3.1 - Propriedades dos materiais ensaiados por Dundu (2012) .....	84
Tabela 3.2 - Propriedades dos materiais ensaiados por Portolés <i>et al.</i> (2011) .....	87
Tabela 3.3 - Valores obtidos no estudo da malha .....	95
Tabela 3.4 - Dados dos modelos da validação – Compressão centrada .....	102
Tabela 3.5 - Dados dos modelos da validação – Compressão excêntrica .....	105
Tabela 4.1 - Desvios percentuais máximos entre resultados numéricos e normativos.....	131
Tabela 4.2 - -Aumento percentual da carga última de compressão numérica de pilares mistos devido ao aumento do $f_{ck}$ .....	131
Tabela 5.1 - Aumento percentual médio do esforço resistente dos pilares mistos devido ao aumento do $f_{ck}$ .....	150

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letras romanas minúsculas

$b_f$  – largura da mesa do perfil de aço

$b_i$  - maior dimensão paralela a um eixo de simetria da seção tubular retangular

$c_x$  – cobrimento do perfil de aço na direção x

$c_y$  – cobrimento do perfil de aço na direção y

$d$  – altura total da seção transversal

$e$  – excentricidade de aplicação da força normal

$e_0$  – excentricidade inicial do carregamento aplicado

$e_i$  – distância do eixo da barra da armadura ao eixo de simetria relevante da seção

$e_{yi}$  – distância do eixo da barra da armadura ao eixo x

$f_c$  – resistência característica do concreto à compressão realizada em um corpo-de-prova cilíndrico de 10 x 20 cm

$f_{cd}$  – resistência de cálculo do concreto à compressão

$f_{cd1}$  – produto da resistência de cálculo do concreto à compressão pelo coeficiente da forma da seção do tubo de aço

$f_{ck}$  – resistência característica do concreto à compressão

$f_{sd}$  – resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura

$f_y$  – resistência ao escoamento do aço

$f_{yd}$  – resistência de cálculo ao escoamento do aço

$f_{ys}$  – resistência ao escoamento do aço da armadura

$h_0$  – espessura fictícia

$h_n$  – posição da linha neutra da seção mista

$n_0$  – razão nodular para carregamento de curta duração

$n_L$  – razão nodular

$t$  – espessura do tubo de aço

$t_f$  – espessura da mesa do perfil de aço

$u$  – perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar

### **Letras romanas maiúsculas**

$(EA)_e$  – rigidez axial efetiva à compressão da seção transversal mista

$(EI)_e$  – rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista

$A_a$  – área da seção transversal do tubo de aço

$A_c$  – área da seção do transversal do concreto

$A_s$  – área da seção transversal da armadura do concreto

$A_{sn}$  – soma das áreas das barras da armadura na região de altura igual a duas vezes a distância da linha neutra plástica

$B$  – largura ou lado do tubo de aço

$D$  – diâmetro externo de elementos tubulares de seção circular

$E_a$  – módulo de elasticidade do aço

$E_c$  – módulo de elasticidade do concreto

$E_{c,red}$  – módulo de elasticidade reduzido do concreto

$E_{ci}$  – módulo de deformação tangente inicial do concreto

$E_{cs}$  – módulo de elasticidade secante

$E_s$  – módulo de elasticidade do aço da armadura

$I_a$  – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço

$I_c$  – momento de inércia da seção transversal da seção transversal do concreto não-fissurado

$I_s$  – momento de inércia da seção transversal de armadura do concreto

$K$  – coeficiente de flambagem de barras comprimidas

$L$  – comprimento destravado; comprimento do pilar

$LNP$  – linha neutra plástica

$LVDT$  – transdutores de deslocamento linear

$MEF$  – método dos elementos finitos

$M_{max,pl,x,Rd}$  – momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo em relação ao eixo centroidal x

$M_{max,pl,y,Rd}$  – momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo em relação ao eixo centroidal y

$M_{pl,Rd}$  – momento fletor resistente de plastificação de cálculo

$M_{pl,x,Rd}$  – momento fletor resistente de plastificação de cálculo em relação ao eixo x

$M_{pl,y,Rd}$  – momento fletor resistente de plastificação de cálculo em relação ao eixo y

$M_{sd,max}$  – momento fletor solicitante máximo

$M_{ult}$  – momento fletor correspondente à carga última numérica

$M_{x,Rd}$  – momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção mista

$M_{x,Sd}$  – momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x da seção mista

$M_{x,tot,Sd}$  – momento fletor solicitante de cálculo total em relação ao eixo  $x$

$M_{y,Rd}$  – momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo  $y$  da seção mista

$M_{y,Sd}$  – momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo  $y$  da seção mista

$M_{y,tot,Sd}$  – momento fletor solicitante de cálculo total em relação ao eixo  $y$

$N$  – código que se refere a classe do cimento utilizado, similar a classe CPI e CPII

$N_{c,Rd}$  – força axial de compressão resistente de cálculo referente apenas à parcela do concreto

$N_{c0}$  – esforço de compressão resistente característico da seção transversal do concreto

$N_{G,Sd}$  – parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente

$N_{máx}$  – carga máxima experimental

$N_{máx,EN}$  – força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto segundo a EN 1994-1-1:2004

$N_{máx,exp}$  – força de compressão última numérica

$N_{máx,tubo}$  – esforço axial resistente do perfil de aço tubular

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

$N_{pl,c,Rd}$  – força axial resistente de cálculo somente do núcleo de concreto do pilar à plastificação total

$N_{pl,R}$  – força axial resistente característica da seção transversal do pilar misto à plastificação total

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

$N_{pl,s,Rd}$  – força axial resistente de cálculo somente do aço da armadura do pilar à plastificação total

$N_{Rd}$  – força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão

$N_{Rk}$  – esforço de compressão resistente característico

$N_{s0}$  - esforço de compressão resistente característico da seção transversal do aço

$N_{Sd}$  – força axial solicitante de cálculo

$N_u$  – carga última experimental

$N_{ult}$  – carga última numérica

$R$  – código que se refere a classe do cimento utilizado, similar a classe CPV

$RCC$  – razão de contribuição do concreto

$S$  – código que se refere a classe do cimento utilizado, similar a classe CPIII e CPIV

$SI$  – índice de resistência

$Z_a$  – módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço

$Z_c$  – módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerado não-fissurado

$Z_s$  – módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto

### **Letras gregas minúsculas**

$\alpha$  – coeficiente que relaciona a forma da seção do perfil de aço e a resistência à compressão do concreto; coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão

$\alpha_E$  – parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade do concreto

$\alpha_i$  – parâmetro em função da resistência característica do concreto à compressão que influencia o módulo de elasticidade

$\beta_c$  – coeficiente de dilatação térmica do concreto

$\gamma_U$  – fator de redução introduzido para levar em consideração o efeito das dimensões dos pilares analisados por Sakino *et al.* (2004).

$\delta$  – fator de contribuição do aço

$\delta_c$  – deslocamento máximo a meia altura do pilar

$\eta_a$  – coeficiente que relaciona o efeito do confinamento do concreto com a parcela de resistência do perfil metálico

$\eta_{a0}$  – coeficiente que relaciona o efeito do confinamento do concreto com a parcela de resistência do perfil metálico para pilares sem carregamento excêntrico

$\eta_c$  – coeficiente que relaciona o efeito do confinamento do concreto com a parcela de resistência do núcleo de concreto

$\eta_{c0}$  – coeficiente que relaciona o efeito do confinamento do concreto com a parcela de resistência do núcleo de concreto para pilares sem carregamento excêntrico

$\theta$  – índice de confinamento

$\lambda_{0m}$  – índice de esbeltez reduzido

$\lambda_p$  – parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

$\lambda_r$  – parâmetro de esbeltez limite para seções não-compactas

$\nu_c$  – coeficiente de Poisson do concreto

$\xi$  – relação de precisão

$\rho_c$  – massa específica do concreto

$\varphi$  – coeficiente de fluência do concreto

$\chi$  – fator de redução associado à resistência à compressão

$\psi_L$  – é o multiplicador da fluência que depende do tipo de carregamento

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>23</b>
1.1. Generalidades.....	23
1.2. Pilares mistos de aço e concreto .....	26
1.3. Objetivos .....	28
1.4. Justificativa.....	28
1.5. Formatação da dissertação.....	30
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>32</b>
2.1. Introdução .....	32
2.2. Estado da arte.....	32
2.3. Aderência entre o aço e o concreto .....	49
2.4. Propriedades do concreto .....	50
2.4.1. Retração e fluência.....	53
2.5. Resistência à compressão .....	57
2.5.1. Esforço de compressão resistente de cálculo – conforme as normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013.....	57
2.5.2. Esforço de compressão resistente de cálculo – conforme o EN 1994-1-1:2004 .....	65
2.5.3. Esforço de compressão resistente de cálculo – conforme o ANSI/AISC 360-05:2010 .....	67
2.5.3.1. Seções compactas .....	68
2.5.3.2. Seções não-compactas .....	69
2.5.3.3. Seções esbeltas .....	69
2.6. Verificação à flexo-compressão de acordo com a ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 16239:2013 .....	70
2.6.1. Momento fletor resistente de cálculo – conforme as normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013 .....	70
2.6.2. Métodos de verificação à flexo-compressão.....	72

2.6.2.1. Limitações para dimensionamento segundo a ABNT NBR 8800:2008.....	73
2.6.2.2. Método de cálculo I.....	73
2.6.2.3. Método de cálculo II.....	74
2.6.2.4. Método de cálculo III.....	78
2.6.3. Momento fletor resistente de cálculo conforme a EN 1994-1-1:2004 .....	79
2.6.3.1. Resistência à flexo-compressão .....	80
<b>3. DEFINIÇÃO E AFERIÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA .....</b>	<b>82</b>
3.1. Introdução .....	82
3.2. Sobre o programa utilizado .....	82
3.3. Trabalhos experimentais utilizados na aferição .....	83
3.3.1. Trabalho de Dundu (2012).....	83
3.3.2. Trabalho de Portolés <i>et al.</i> (2011) .....	86
3.4. Modelos numéricos .....	90
3.4.1. Elementos utilizados.....	90
3.4.2. Relações constitutivas e propriedades dos materiais .....	92
3.4.2.1. Aço .....	92
3.4.2.2. Concreto .....	93
3.4.3. Malha de elementos finitos .....	94
3.4.4. Modelo numérico e condições de contorno .....	97
3.4.4.1. Modelo numérico .....	97
3.4.4.2. Condições de contorno dos modelos numéricos com compressão centrada .....	98
3.4.4.3. Condições de contorno dos modelos com compressão excêntrica .....	98
3.4.5. Formulação da análise numérica e método de solução.....	99
3.5. Resultados numéricos e comparações com os resultados experimentais.....	101
3.5.1. Modelo com compressão centrada .....	101
3.5.2. Modelo com compressão excêntrica .....	104

<b>4. ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PILARES MISTOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO PURA .....</b>	<b>106</b>
4.1. Considerações gerais .....	106
4.2. Definição dos modelos numéricos .....	106
4.3. Influência da resistência à compressão do concreto.....	111
4.4. Influência da espessura do tubo de aço.....	121
4.5. Influência do diâmetro do tubo de aço .....	129
4.6. Índice de performance .....	132
4.6.1. Razão de contribuição do concreto (RCC) .....	132
<b>5. ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PILARES MISTOS COM CARREGAMENTO EXCÊNTRICO.....</b>	<b>134</b>
5.1. Considerações gerais .....	134
5.2. Definição dos modelos numéricos .....	134
5.3. Metodologia do estudo.....	144
5.4. Influência da resistência à compressão do concreto e do diâmetro do tubo de aço .....	145
<b>6. CONCLUSÕES.....</b>	<b>152</b>
6.1. Sobre o trabalho realizado .....	152
6.2. Sugestões para trabalhos futuros .....	153
<b>7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS.....</b>	<b>155</b>

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Generalidades

Denomina-se sistema misto aço-concreto aquele no qual um perfil de aço trabalha em conjunto com o concreto (geralmente armado), formando um pilar misto, uma viga mista, uma laje mista ou uma ligação mista. A interação entre o concreto e o perfil de aço pode se dar por meios mecânicos (conectores, mossas, ressaltos etc.), por atrito, ou em alguns casos, por simples aderência e repartição das cargas (como em pilares mistos sujeitos apenas à força normal de compressão). Uma estrutura mista é formada por um conjunto de sistemas mistos, Queiroz (2003).

No início da utilização de pilares mistos, não se levava em consideração a resistência adicional proporcionada pelo concreto estrutural, o qual era usado para preencher ou revestir o pilar. O concreto tinha apenas funções de proteção do perfil de aço contra a corrosão e contra incêndio.

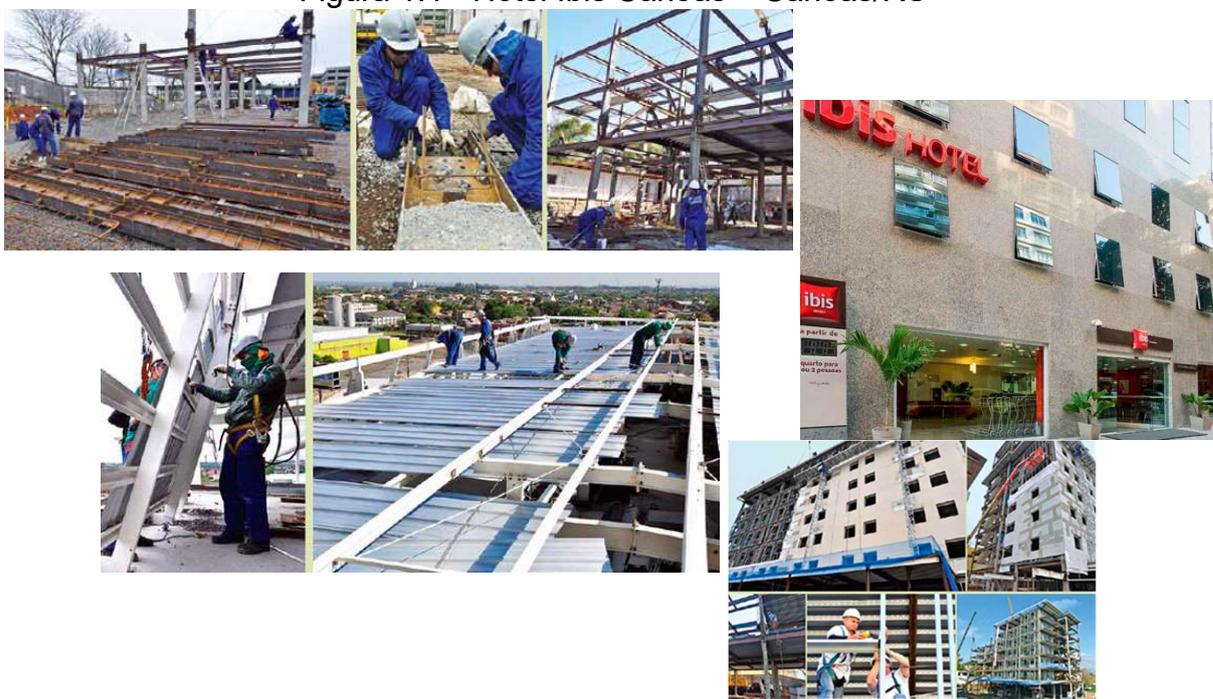
Segundo Viest (2003) apud Campos (2006), o depósito da Druecker construído em Chicago em 1898 foi uma das primeiras obras com a utilização de pilares mistos revestidos com concreto. Este mesmo conceito foi utilizado em 1901, porém de forma invertida, onde pilares tubulares de aço foram preenchidos com concreto a fim de aumentar a capacidade da grua utilizada na construção da nova gráfica do governo americano, em Washington, DC.

No Brasil o uso de estruturas mistas ainda é pequeno quando comparado às alternativas estruturais já consagradas como estruturas em concreto armado e em aço. Porém, esse uso vem aumentando devido a sua velocidade de execução, eliminação de escoramentos e supressão de formas. Os edifícios construídos com esse sistema estrutural são os mais diversos como escolas, shopping centers, hotéis e edifícios de múltiplos andares.

A figura 1.1 mostra um edifício em estrutura mista de aço e concreto construído em apenas 67 dias. Trata-se do hotel Ibis localizado em Canoas, Rio Grande do Sul, onde foram utilizados pilares mistos parcialmente revestidos cuja concretagem foi realizada na horizontal, eliminando a utilização de formas; nas fachadas e vedações, o sistema Light Steel Frame foi utilizado, no qual perfis leves de aço são compostos

com revestimentos como placas cimentícias. Outro exemplo de utilização de estruturas mistas é o Edifício New Century, figura 1.2, localizado em São Paulo, que possui estrutura formada por pilares mistos revestidos com concreto, distribuídos na periferia do edifício, lajes mistas com forma de aço incorporada e vigas de aço. Destaca-se também, o Centro Empresarial do Senado localizado no Rio de Janeiro, figura 1.3, onde foram utilizados pilares mistos de aço e concreto, conjuntamente com vigas mistas e lajes mistas com forma de aço incorporada.

Figura 1.1 - Hotel Íbis Canoas – Canoas/RS



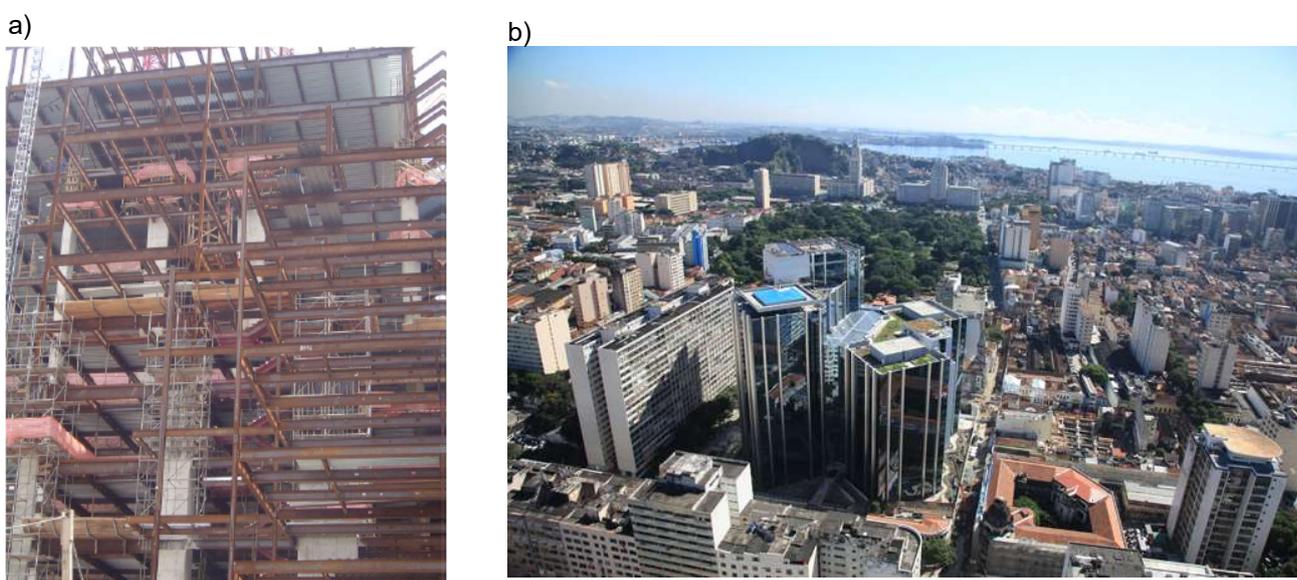
Fonte: Disponível em: <[www.metalica.com.br/hotel-ibis-canoas-construido-em-67-dias](http://www.metalica.com.br/hotel-ibis-canoas-construido-em-67-dias)>. Acesso em: 28 ago. 2015.

Figura 1.2 - Edifício New Century – São Paulo/SP. a) obra e b) edifício pronto



Fonte: Revista Construção Metálica, edição 88, p. 28 e p. 31,2008.

Figura 1.3 - Centro Empresarial Senado - Rio de Janeiro/RJ. a) obra e b) edifício pronto



Fonte: Disponível em: <<http://www.wtorre.com.br>>. Acesso em: 28 ago. 2015.

Como comentado anteriormente, uma das vantagens das estruturas mistas é a proteção contra corrosão e incêndio, porém os seus benefícios vão além destes fatores. Pode-se incluir a rapidez na execução. Segundo Vasconcellos (2013), um bom exemplo da utilização de estruturas mistas foi nas novas arquibancadas do Maracanã, onde era necessária rapidez de execução e também menores cargas impostas às estruturas antigas de concreto, figura 1.4.

Figura 1.4 - Arquibancadas do estádio Maracanã – Rio de Janeiro/RJ



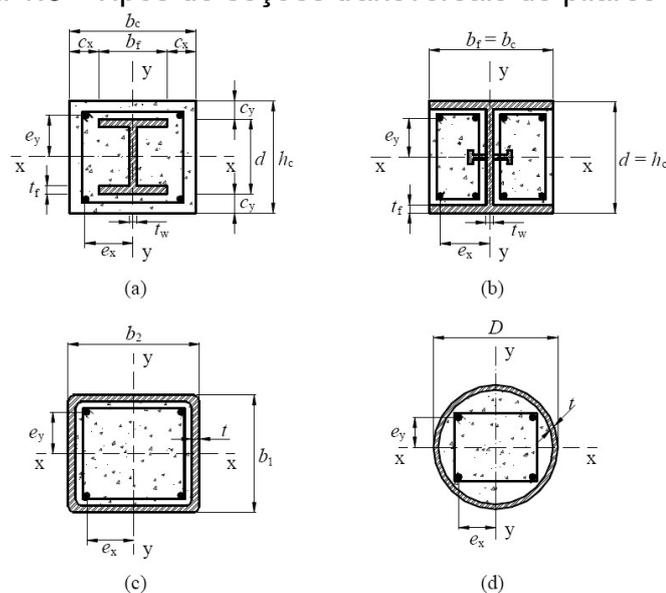
Fonte: Disponível em: [www.cimentoitambe.com.br/wp-content/uploads/2013/11/Maracana.jpg](http://www.cimentoitambe.com.br/wp-content/uploads/2013/11/Maracana.jpg). Acesso em: 28 ago. 2015.

## 1.2. Pilares mistos de aço e concreto

Um pilar misto de aço e concreto pode ser definido como um elemento estrutural formado pela união de um perfil de aço de seção transversal aberta (perfil I ou H) ou fechada (tubos circulares, quadrados ou retangulares) com concreto, sendo que o concreto pode estar revestindo totalmente ou parcialmente o perfil de aço, para os casos de perfis I ou H, ou ainda preenchendo o vazio da seção do perfil, para as seções tubulares. Quanto às solicitações, um pilar misto de aço e concreto pode estar submetido à compressão simples ou à flexo-compressão.

As normas brasileiras ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013 trazem prescrições e formulações para o dimensionamento dos pilares mistos de aço concreto. O escopo da primeira inclui quatro tipos de pilares, a saber: (a) pilar misto revestido com concreto, (b) pilar misto parcialmente revestido com concreto, (c) pilar misto tubular retangular preenchido com concreto e (d) pilar misto tubular circular preenchido com concreto, figura 1.5. Enquanto que a segunda apresenta formulações aplicáveis somente para os tipos (c) e (d).

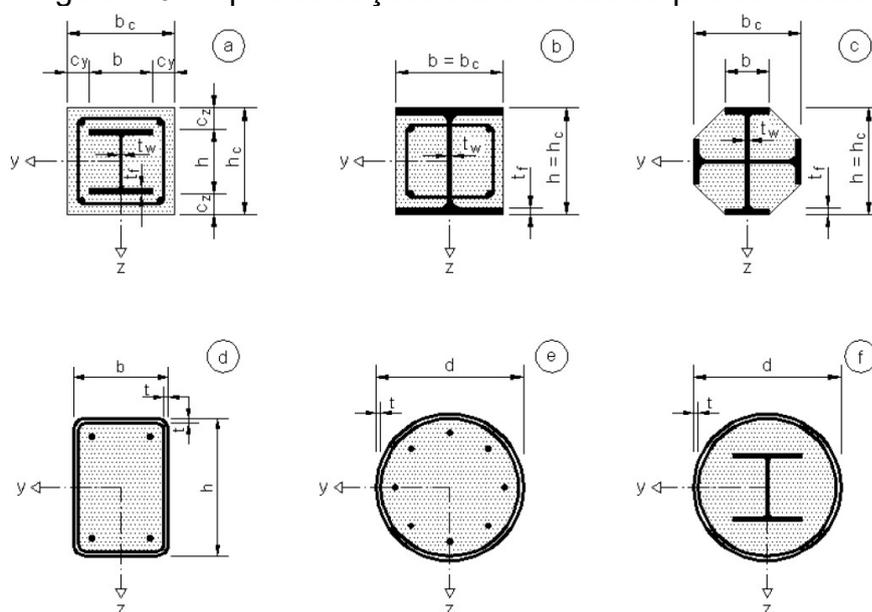
Figura 1.5 - Tipos de seções transversais de pilares mistos



Fonte: ABNT NBR 8800: 2008.

A norma europeia EN 1994-1-1:2004 trata do dimensionamento dos pilares mistos de aço concreto e considera duas seções transversais a mais do que as normas brasileiras, figura 1.6.

Figura 1.6 - Tipos de seções transversais de pilares mistos



Fonte: EN 1994-1-1:2004.

### 1.3. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral o estudo do comportamento estrutural de pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares preenchidos com concreto de alto desempenho submetidos à compressão simples ou à flexo-compressão.

Os objetivos específicos consistem em:

- a) Propor modelos em elementos finitos que representem o comportamento não linear, geométrico e de material, de pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares;
- b) Aferir os modelos numéricos da alínea (a) com resultados experimentais da literatura;
- c) Avaliar a influência das principais variáveis que afetam a resistência à compressão ou à flexo-compressão de pilares mistos de aço tubulares circulares preenchidos com concreto de alta resistência;
- d) Obter resultados numéricos para pilares circulares preenchidos com concreto de resistência normal para efeito de comparação com os pilares preenchidos com concreto de alto desempenho;
- e) Avaliar as formulações prescritas pelas normas ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 16239:2013, EN 1994-1-1:2004 e ANSI/AISC 360-05:2010 para o dimensionamento desses pilares.

### 1.4. Justificativa

Os pilares mistos de aço e concreto têm sido bastante empregados na construção civil, principalmente nos países da América do Norte, Europa e Ásia. Pilares mistos, com concreto de resistência normal, ou seja, concreto com resistência característica à compressão entre 20 MPa e 50 MPa de acordo com a ABNT NBR 8953:2011, são abordados pelas principais normas de dimensionamento brasileiras e internacionais como o EN 1994-1-1:2004 e ANSI/AISC 360-05:2010.

No Brasil, a norma ABNT NBR 8800:2008 rege o dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto e a ABNT NBR 16239:2013 aborda aspectos particulares de pilares mistos de aço e concreto tubulares preenchidos. Essas duas normas referenciam a ABNT NBR 6118 quanto a questões relativas à resistência do concreto estrutural.

Para dimensionar pilares mistos com concreto de alto desempenho é necessário verificar se a atual formulação da ABNT NBR 8800:2008 com base na ABNT NBR 6118:2007 permanece válida, uma vez que as propriedades mecânicas do concreto são sensivelmente influenciadas pelo acréscimo na sua resistência característica à compressão, conforme pode ser notado na ABNT NBR 6118:2014.

A maioria das pesquisas científicas trata de pilares mistos curtos com concreto de alta resistência, assim, se fazem necessários estudos sobre a influência do aumento da resistência à compressão do concreto no comportamento estrutural de pilares mistos de maior esbeltez. Com a utilização de concretos mais resistentes, supõe-se que as seções transversais de pilares mistos reduzam e, mantendo-se inalterado o comprimento (pé-direito), a esbeltez aumentaria tornando o pilar mais susceptível a problemas de flambagem, campo do conhecimento ainda não consolidado.

Por isso, o presente trabalho justifica-se dada a importância do tema em relação às mudanças na realidade da engenharia estrutural brasileira e também mundial, uma vez que as normas brasileiras e as internacionais que tratam de estruturas mistas ainda não abordam em seu escopo concreto de alto desempenho. Adicionalmente, a análise numérica proporcionará um maior conhecimento sobre o comportamento estrutural dos pilares mistos de aço e concreto, no caso tubular, no que se refere a outras variáveis que influenciam a resistência à compressão simples e à flexo-compressão, tais como a esbeltez global (razão entre o comprimento e raio de giração), o diâmetro e a espessura do tubo de aço, etc.

No Brasil, os pilares mistos de aço e concreto ainda são pouco utilizados. O presente trabalho tem a importância de contribuir para o uso dessa tecnologia associada a materiais mais resistentes como os concretos de alto desempenho, fornecendo embasamento teórico para a correta utilização das normas brasileiras vigentes.

## **1.5. Formatação da dissertação**

O capítulo 1 apresenta uma introdução sobre pilares mistos de aço e concreto e um breve histórico da utilização desses pilares na construção civil, além de detalhar os objetivos e as justificativas da dissertação.

O capítulo 2 expõe uma ampla revisão bibliográfica, com base em artigos científicos, dissertações de mestrado e teses de doutorado, para a assimilação de conceitos fundamentais ao entendimento do comportamento estrutural de pilares mistos de aço e concreto. É apresentado um estado da arte das pesquisas relacionadas a este assunto. Por último, são apresentados os métodos para determinação da resistência à compressão simples e à flexo-compressão de pilares mistos segundo as normas ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 16239:2013, EN 1994-1-1:2004 e ANSI/AISC 360-05:2010.

O capítulo 3 define a metodologia adotada para alcançar os resultados esperados na pesquisa. A utilização do programa computacional de elementos finitos, Ansys 14.0 (2011) na elaboração dos modelos numéricos é explicada em detalhes. São elucidadas as condições de contorno, os tipos de elementos, as características geométricas, as propriedades dos materiais e outras informações pertinentes ao modelo numérico. Além disso, é feita a aferição do modelo numérico com resultados experimentais encontrados na literatura.

No capítulo 4 é feito um estudo paramétrico em pilares mistos de aço e concreto submetidos à compressão pura, com auxílio de modelos numéricos desenvolvidos de acordo com a metodologia do capítulo 3. O intuito é de estudar parâmetros que influenciam o valor do esforço resistente à compressão destes pilares. Com o resultado dessa análise, é verificado se as formulações de dimensionamento apresentadas nas normas brasileiras e internacionais podem ser utilizadas nesses pilares.

No capítulo 5 é realizado um estudo paramétrico em pilares mistos de aço e concreto submetidos à flexo-compressão, para tal foram utilizados os modelos numéricos aferidos de acordo com a metodologia apresentada no capítulo 3. O objetivo é avaliar a influência de alguns parâmetros no comportamento estrutural

desses pilares. Os resultados destas análises são comparados com os determinados pelas previsões normativas da ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 16239:2013, EN 1994-1-1:2004 e ANSI/AISC 360-05:2010.

O capítulo 6 apresenta as conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. Introdução**

O pilar misto de aço e concreto vem sendo bastante estudado nas últimas décadas devido às inúmeras vantagens já mencionadas e devido à adequação da engenharia estrutural ao avanço tecnológico proveniente de novos materiais e técnicas construtivas. No item 2.2 serão abordadas algumas pesquisas sobre pilares mistos de aço e concreto em âmbito nacional e internacional.

Os itens 2.3 e 2.4 tratam respectivamente da aderência entre os materiais aço e concreto e das propriedades mecânicas do concreto, variáveis importantes para o entendimento do comportamento estrutural de pilares mistos de aço e concreto. Por último, nos itens 2.5 e 2.6 são apresentadas as metodologias normativas de dimensionamento para esses pilares quando submetidos, respectivamente, à compressão pura e à flexo-compressão.

### **2.2. Estado da arte**

De Nardin (1999) realizou um estudo teórico-experimental de pilares mistos tubulares de aço preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão pura, onde análises numérica e experimental foram realizadas, levando em consideração parâmetros como a forma da seção transversal e a espessura do perfil tubular. Para a análise numérica foi utilizado o software Ansys versão 5.4 (1997). Em sua análise experimental, os pilares mistos foram divididos em três séries com as seguintes seções: quadrada, retangular e circular, sendo que cada seção possuía duas espessuras de tubos.

De Nardin (1999) comparou os resultados experimentais com os previstos pelas normas ACI 318R:1992, BS 5400:5:1979 e EN 1994-1-1:1994 e as diferenças encontradas foram de no máximo 15,5%. A resistência à compressão calculada

pelas normas, na maioria dos casos, ficou abaixo da obtida experimentalmente, em alguns casos, os valores previstos superaram os experimentais, porém com pequenas diferenças. Com relação à BS 5400:5:1979 e ao EN 1994-1-1:1994 que consideram o efeito do confinamento na resistência da seção mista, a BS 5400:5:1979 não apresentou bons resultados, pois, ao que tudo indica, as resistências dos materiais são superestimadas, resultando em valores até 8,87% superiores aos experimentais e o EN 1994-1-1:1994 resultou em valores abaixo dos experimentais e muito próximos dos obtidos quando não se considera o efeito de confinamento. De Nardin (1999) concluiu com base nestes resultados, que para qualquer forma de seção transversal pode-se empregar a norma americana sem perdas significativas de segurança, uma vez que esta possui equações de fácil compreensão e utilização.

Quanto à configuração de ruína dos elementos investigados por De Nardin (1999), verificou-se um esmagamento do concreto do núcleo. Após a perda da parcela de resistência correspondente ao concreto, toda a tensão atuante passou a ser suportada pelo aço do perfil tubular, que então sofreu flambagem local. Apenas no caso das seções circulares, para as quais a rigidez à flambagem local é muito grande, a flambagem global ocorreu antes. Devido a isto, De Nardin (1999) indicou que as deformações registradas no aço e no concreto permitiram concluir que os dois materiais trabalharam juntos até que fosse atingida a força última. A partir de então, o esmagamento do concreto e o início da flambagem local contribuíram para a separação dos materiais.

De Nardin (1999) constatou que o confinamento promove a ductilização do concreto, mudando seu comportamento de material frágil para um material com certa ductilidade. Isto ocorreu em todas as seções investigadas, entretanto foi mais significativo nas seções circulares, onde de fato era esperado o maior grau de confinamento. Para as seções quadradas, a intensidade do confinamento é menor e decresce para as seções retangulares. Estas diferenças de comportamento verificadas são função do arqueamento das tensões de confinamento. Por isso, De Nardin (1999) procurou quantificar o grau de confinamento do concreto para as diferentes seções investigadas, contudo isto não foi possível devido à falta de modelos teóricos que consideram o efeito do confinamento para concreto de alto desempenho, além disso, De Nardin (1999) constatou que o efeito de confinamento

é responsável por melhorar o comportamento do concreto à compressão, mas não precisa ser levado em conta no cálculo da capacidade resistente, pois sua contribuição neste sentido foi irrelevante.

Queiroz (2003) realizou um estudo numérico de pilares mistos aço-concreto, por meio do Método dos Elementos Finitos, no qual expôs alguns aspectos envolvidos na modelagem, incluindo itens relativos aos modelos constitutivos dos materiais. A modelagem do elemento estrutural foi feita com a utilização do programa comercial Ansys, versão 5.7 (2001). Também, realizou comparações entre os resultados obtidos pela análise numérica e os previstos pela ABNT NBR 14323:1999, código de projeto utilizado no Brasil para elementos mistos de aço e concreto até a publicação da ABNT NBR 8800:2008.

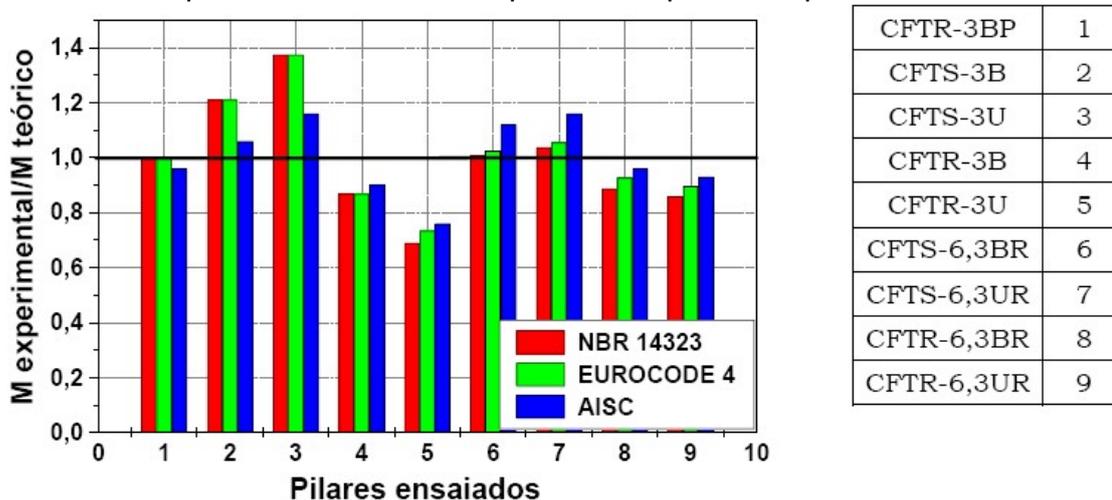
Queiroz (2003) afirma que para pilares mistos parcialmente revestidos, submetidos à compressão ou tração pura, sua resistência última seria influenciada pela contribuição do perfil, da armadura e do concreto, desde que as deformações de escoamento do perfil de aço fossem menores que a de esmagamento do concreto, o que não ocorreu. Na análise numérica ocorreram duas situações, a primeira desconsiderando o esmagamento do concreto sendo atingida a resistência última devida às contribuições citadas acima e a segunda considerando o esmagamento do concreto, na qual a resistência última foi igual à resistência do perfil de aço. Em pilares mistos circulares preenchidos submetidos a compressão pura, Queiroz (2003) observou a presença do efeito de confinamento devido a tensão circunferencial de tração no aço e a tensão radial de compressão no concreto.

De Nardin (2003) realizou estudos em pilares mistos de aço e concreto com seções quadradas e retangulares preenchidos com concreto de alto desempenho submetidos à flexo-compressão e ligações de vigas nesses pilares, para tal, foram realizados experimentos com modelos físicos e numéricos, sendo que para os pilares preenchidos um amplo estudo paramétrico foi desenvolvido. Ao todo, foram ensaiados 13 pilares, cujos valores de força última são comparados com aqueles provenientes da simulação numérica via programa CFT (1999). Uma análise paramétrica avaliou a influência dos seguintes parâmetros na capacidade resistente do pilar preenchido: resistência dos materiais, a excentricidade da força axial, eixo de flexão e relação lado/espessura.

Quanto à confiabilidade das normas técnicas para pilares preenchidos flexo-comprimidos, De Nardin (2003) avaliou as normas ABNT NBR 14323:2000, AISC-LRFD:1999, e as recomendações do EN 1994-1-1:1994, que se apresenta como a mais completa e difundida. De Nardin (2003) apresentou a figura 2.1 na qual se pode concluir que embora as normas técnicas existentes não se apliquem a pilares preenchidos com concreto de alta resistência, os resultados experimentais mostram que as diferenças em relação aos normativos são pequenas, sendo que estas pequenas diferenças também foram encontradas por outros pesquisadores. De Nardin (2003) afirma que através da comparação permitida pela figura 2.1 conclui-se que as normas analisadas permitem uma razoável estimativa dos valores de momento fletor resistente, sendo as maiores diferenças inferiores a 40%. Do AISC-LRFD:1999 resultam, em média, os valores mais conservadores.

De Nardin (2003) afirma que independente da forma da seção transversal, seja ela quadrada ou retangular, há um valor de excentricidade da força axial a partir do qual o acréscimo na capacidade resistente, em função de aumentos na resistência à compressão do concreto ou na resistência ao escoamento do aço é pequeno e inviável economicamente, também indica que existem combinações de valores de  $f_{ck}$  e  $f_y$  que resultam em valores de força última semelhantes. Em consequência disso, é sempre importante avaliar os custos de obtenção de uma seção preenchida com concreto de alta resistência, pois às vezes, é possível obter a mesma capacidade resistente aumentando o valor de  $f_y$ , por exemplo, de 250 para 450MPa.

Figura 2.1 - Valores encontrados na experimentação física com modelos de pilares preenchidos flexo-comprimidos e previstos por norma



Segundo De Nardin (2003) em seções submetidas a forças de pequena excentricidade, o acréscimo da resistência à compressão do concreto é mais efetivo, sobretudo se a seção estiver toda comprimida. Quando a linha neutra corta a seção transversal, aumentar o valor de  $f_{ck}$  torna-se menos significativo, pois a porção de concreto tracionado não contribui com a capacidade resistente da seção preenchida. Além disso, De Nardin (2003) conclui que seções retangulares sofrem perdas de capacidade resistente mais significativas para maiores excentricidades quando esta ocorre no eixo de menor inércia porque, neste caso, a inércia do concreto contribui menos. Neste caso, ao aumentar o valor da resistência ao escoamento as perdas são menores.

Sakino *et al.* (2004) realizaram uma extensa pesquisa, na qual foram feitos ensaios em pilares mistos tubulares com e sem preenchimento de concreto, com seções circulares e quadradas. Os experimentos foram feitos com o intuito de investigar a interação entre o tubo de aço e o concreto de preenchimento. Os protótipos foram submetidos a carregamentos centralizados. Nesses experimentos foram avaliadas as influências dos seguintes parâmetros: a forma do tubo, a resistência à tração do aço do tubo, a relação diâmetro/espessura ( $D/t$ ) ou largura/espessura ( $B/t$ ) do tubo e a resistência do concreto.

Segundo Sakino *et al.* (2004), a carga axial última experimental é maior do que o esforço de compressão resistente característico calculado pela equação (2.1) em quase todos os pilares mistos tubulares de seções circulares. A principal razão para isto é atribuída ao efeito de confinamento do tubo de aço no concreto de preenchimento. Por outro lado, os pilares mistos com seções tubulares quadradas que possuíam as maiores relações  $B/t$  apresentaram um esforço de compressão resistente característico maior do que a carga axial experimental. A principal razão para essa redução de resistência à compressão é atribuída à flambagem local da parede do tubo de aço.

Sakino *et al.* (2004) com base nos resultados dos ensaios realizados, utilizaram a equação (2.1) para a estimativa da força de compressão resistente nominal de pilares mistos de seções circulares e quadradas.

$$N_{Rk} = N_{s0} + N_{c0} = A_a f_y + A_c f_c = A_a f_y + A_c \gamma_U f_c' \quad (2.1)$$

Onde:

$N_{Rk}$  é a força de compressão resistente característica;

$A_a$  é a área da seção transversal do tubo de aço;

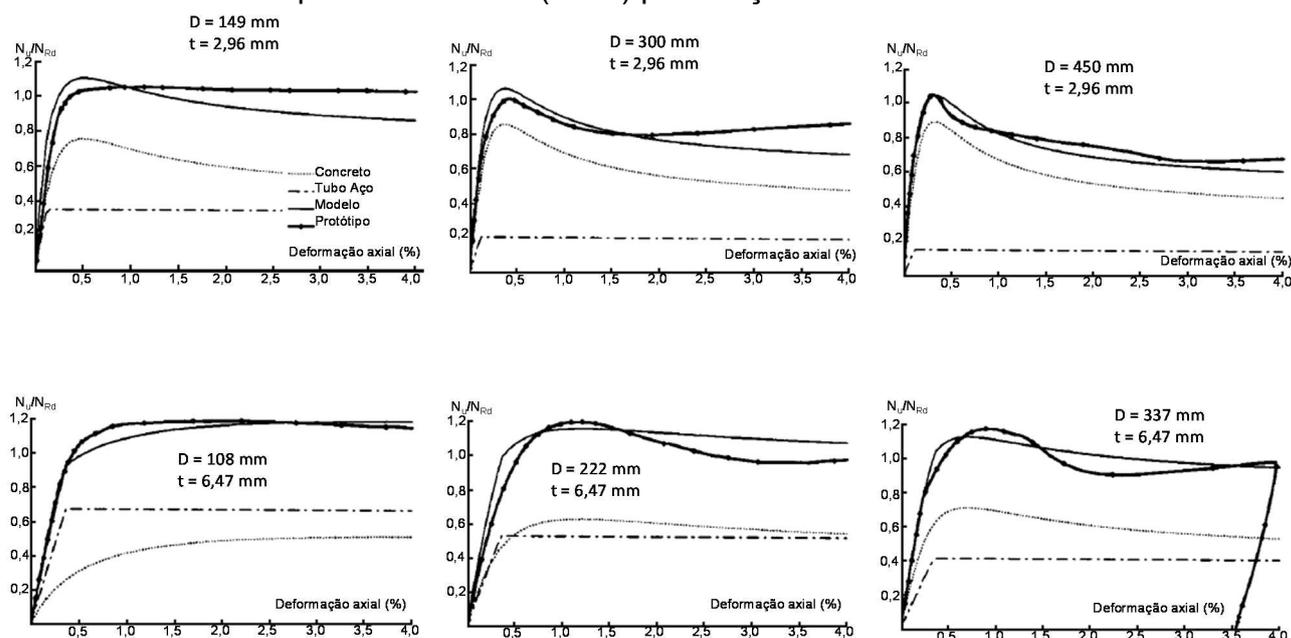
$A_c$  é a área da seção do concreto;

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto, que é determinada pelo produto da resistência de compressão de um corpo-de-prova cilíndrico de 10 x 20 cm pelo fator  $\gamma_U$  (fator de redução introduzido para levar em consideração o efeito das dimensões dos pilares analisados).

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço do tubo.

As figuras 2.2 e 2.3 mostram comparações entre os resultados experimentais e os determinados pela equação (2.1). O eixo das ordenadas refere-se à razão entre a carga última experimental e o esforço de compressão resistente característico ( $N_u/N_{Rk}$ ), o eixo das abscissas refere-se às deformações axiais.

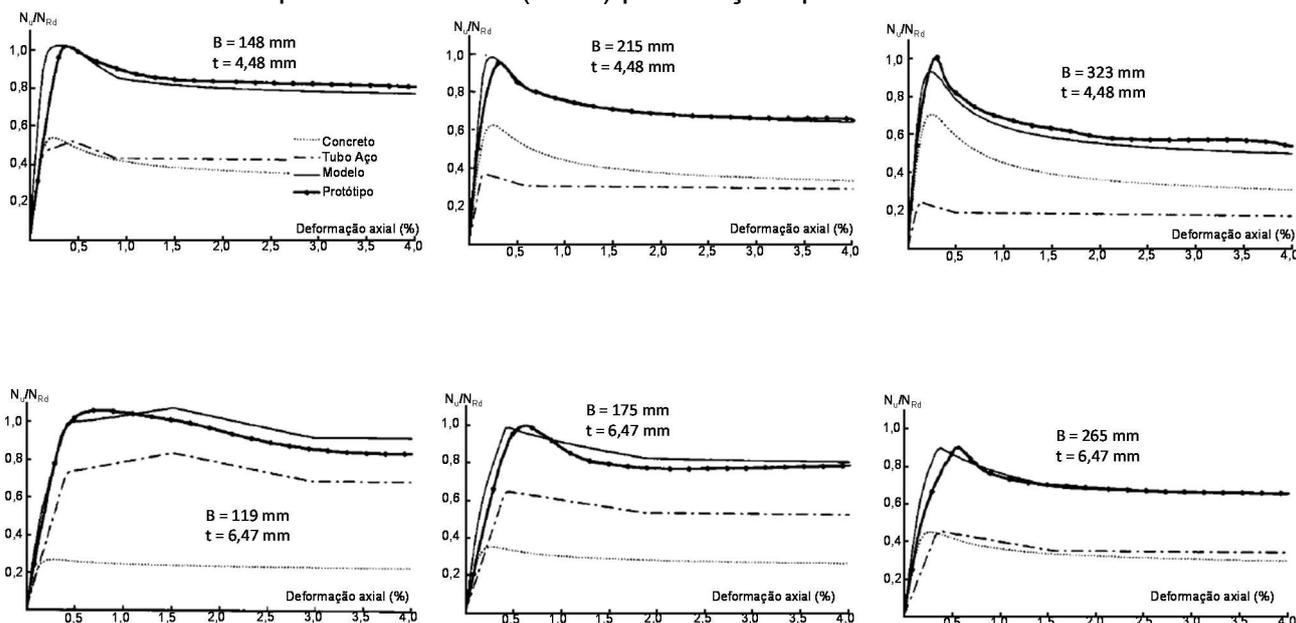
Figura 2.2 - Comparação entre os resultados experimentais e a equação proposta por Sakino *et al.* (2004) para seção circular



Fonte: Sakino *et al.* (2004).

Nota: Figura adaptada pelo autor.

Figura 2.3 - Comparação entre os resultados experimentais e a equação proposta por Sakino *et al.* (2004) para seção quadrada

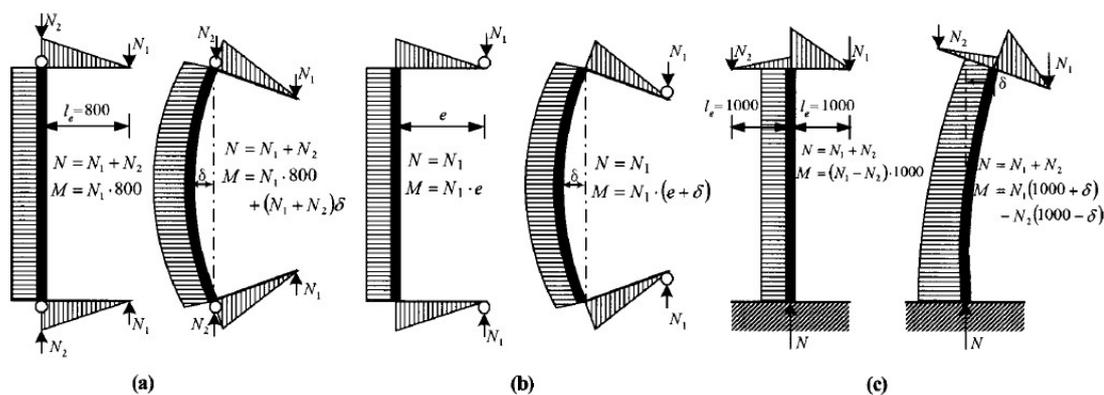


Fonte: Sakino *et al.* (2004).

Nota: Figura adaptada pelo autor.

Fujimoto *et al.* (2004) realizaram ensaios em 33 pilares mistos tubulares circulares e 32 pilares mistos tubulares quadrados, variando os seguintes parâmetros: a forma da seção transversal, a relação diâmetro/espessura ( $D/t$ ) ou largura/espessura do tubo ( $B/t$ ) e a combinação das resistências ao escoamento do aço ( $f_y$ ) e à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ). Neste estudo a aplicação do carregamento seguiu o representado na figura 2.4.

Figura 2.4 - Condições de carregamento. (a) pilares circulares (b) e (c) pilares quadrados.



Fonte: Fujimoto *et al.* (2004).

Segundo Fujimoto *et al.* (2004), o uso de concreto de alta resistência, na maioria dos protótipos proporcionou uma redução na ductilidade dos pilares de seção circular. Porém o comportamento dúctil destes pilares pode ser melhorado por meio do confinamento do concreto, desde que seja utilizado tubos de aço com alta resistência ao escoamento, ou quando a relação diâmetro/espessura da seção transversal é pequena.

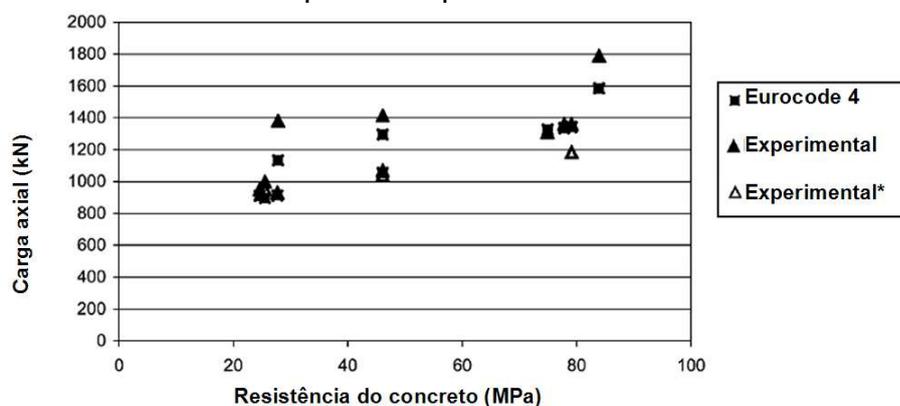
Com relação aos pilares tubulares de seção quadrada, Fujimoto *et al.* (2004) afirmaram que o aumento da resistência à flexão devido ao efeito de confinamento não deve ser esperado. Além disso, o efeito da flambagem local deve ser considerado quando se avalia a resistência à flexão nos pilares com elevados valores da relação largura/espessura.

Giakomelis e Lam (2004) estudaram o comportamento de pilares mistos compostos por tubos de aço circulares preenchidos com concretos de diferentes classes de resistências submetidos a carregamento axial, tendo examinado a influência da espessura da parede do tubo, da aderência entre o concreto e o tubo de aço e do confinamento do concreto. Após experimentos em 15 protótipos preenchidos com concretos de  $f_{ck}$  iguais a 30, 60 e 100 MPa, com tubos que possuíam relação  $D/t$  entre 22,9 a 30,5, sendo que todos os pilares possuíam 114 mm de diâmetro e 300 mm de comprimento, os pesquisadores fizeram comparações entre os resultados obtidos e os resultados previstos pelas normas EN 1994-1-1:2004, ACI 318-95, AS3600 e AS4100. Concluindo que todas as três normas preveem valores menores que os medidos nos ensaios. Porém, o EN 1994-1-1:2004 possui a melhor estimativa tanto para os pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de resistência normal quanto para os preenchidos com concreto de alto desempenho.

Dentre os 15 protótipos ensaiados por Giakomelis e Lam (2004), cinco foram engraxados a fim de diminuir a aderência entre o concreto e a parede do tubo de aço. Com relação a estes pilares os pesquisadores afirmam que quase todos, com exceção de apenas um pilar lubrificado, apresentaram valores de resistência à compressão aproximadamente 30% menores que os valores calculados pelas normas analisadas, o que sugere uma redução de resistência devido à ausência da aderência entre o concreto e o tubo de aço. Para os pilares preenchidos com

concreto de alto desempenho (lubrificados ou não), há um pequeno confinamento entre o concreto e a parede do tubo. Giakomelis e Lam (2004) ao compararem os resultados obtidos nos ensaios com a resistência determinada pelas expressões da EN 1994-1-1:2004 afirmam que não há redução significativa para os pilares devido à ausência da aderência, uma vez que a média da razão entre a carga última experimental e a força axial resistente determinada pela formulação do EN 1994-1-1:2004 ( $N_{test}/N_{EC4}$ ) para pilares sem aderência é de 1,001 e para aqueles com aderência é de 1,085. Finalizando a análise dos resultados experimentais, os pesquisadores afirmam que para os dois tipos de protótipos, ou seja, com e sem aderência, os valores de resistência previstos pelo EN 1994-1-1:2004 são menores que os obtidos pelos ensaios. De acordo com a figura 2.5, sugere-se que o EN 1994-1-1:2004 possa ser utilizado para calcular a resistência à compressão de pilares preenchidos com concreto com  $f_{ck}$  variando de 30 a 85 MPa. Em geral, o EN 1994-1-1:2004 forneceu uma boa estimativa da resistência dos pilares circulares preenchidos com concreto. Na figura 2.5 o item Experimental\* refere-se aos valores do ensaio dos pilares engraxados.

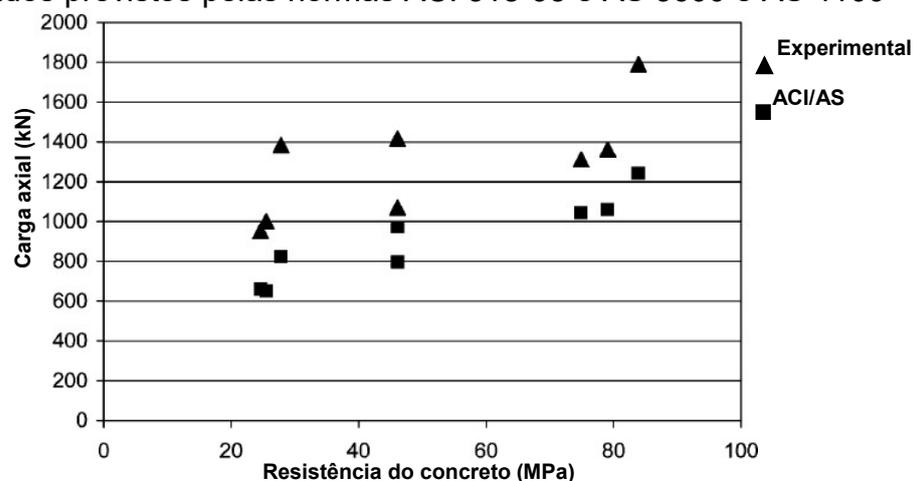
Figura 2.5 - Comparação entre os resultados obtidos nos ensaios físicos e os resultados previstos pelo EN 1994-1-1:2004



Fonte: Giakoumelis e Lam (2004).

Na comparação entre os resultados experimentais com os previstos pela norma americana ACI 318-95 e pelas normas australianas AS3600 e AS4100, Giakomelis e Lam (2004) obtiveram em seus experimentos resultados aproximadamente 35% superiores aos valores calculados por estes códigos para pilares com aderência. A variação entre os valores dos ensaios e os valores calculados pelas normas foram constantes para todos os concretos utilizados conforme a figura 2.6.

Figura 2.6 - Comparação entre os resultados obtidos nos ensaios físicos e os resultados previstos pelas normas ACI 318-95 e AS 3600 e AS 4100



Fonte: Giakoumelis e Lam (2004)

Ainda em consideração as normas ACI 318-95 e AS 3600 e AS 4100, Giakoumelis e Lam (2004) afirmaram que estas normas aparentemente são mais conservadoras, devido ao fato de não levarem em consideração o confinamento do concreto na sua estimativa de resistência à compressão. Motivados por esse fato, os autores propõem um coeficiente para que as equações dessas normas incluam o efeito do confinamento. Assim, a equação (2.2) que fornece a resistência característica à compressão de acordo com as normas ACI 318-95 e AS3600 e AS4100 seria substituída pela equação (2.3) proposta por Giakoumelis e Lam (2004).

$$N_{Rku} = 0,85A_c f_c + A_s f_y \quad (2.2)$$

$$N_{Rk} = 1,3A_c f_c + A_s f_y \quad (2.3)$$

Muniz (2005) utiliza o *MEF*, dando prosseguimento ao trabalho de Caldas (2004), onde pilares mistos foram analisados por meio de elementos de barra. A área de cada material componente da seção mista foi representada por um polígono e a sua relação constitutiva adotada como um polinômio de até terceiro grau. Análises comparativas entre normas, resultados experimentais e os modelos numéricos elaborados foram realizadas. Muniz (2005) observou uma maior eficiência estrutural em pilares formados por seções tubulares circulares preenchidas, por razões como, por exemplo, o confinamento do concreto e a diminuição dos efeitos da retração. Outros aspectos observados foram a importância da interação entre o aço e o concreto e da aplicação simultânea do carregamento nos materiais componentes da

seção para um comportamento misto adequado. A possibilidade de consideração das imperfeições geométricas iniciais, da utilização de relações constitutivas polinomiais e da representação dos materiais por polígonos permitiu a flexibilização do modelo computacional, em relação a diferentes tipos de seção transversal e materiais, resultando em uma melhor adequação à realidade física.

Comparando as normas EN 1994-1-1:2004, AISC-LRFD (1999, 2005) e o projeto de revisão da ABNT NBR 8800 (2003), Muniz (2005) afirmou que as previsões normativas melhoram com o aumento da contribuição do perfil de aço na resistência do pilar misto e o comportamento de pilares com seções circulares preenchidas é melhor representado do que os com seções I revestidas. O EN 1994-1-1:2004 apresentou melhores resultados e menores em todos os casos analisados. A curva de interação simplificada sugerida nos comentários do AISC (2005) não forneceu de uma forma geral bons resultados para os pilares analisados.

Mantovani (2006) estudou a zona de introdução de carga (ZIC) em pilares mistos parcialmente revestidos. Foram feitas análises experimental e numérica, a primeira com 6 (seis) pilares em escala real de 3,5 m de comprimento submetidos a carregamento de flexo-compressão e na segunda foram simulados no programa Ansys três tipos de pilares dentre os modelos ensaiados, onde foi analisado o comportamento elasto-plástico. Os resultados do EN 1994-1-1:2004 foram confrontados com os resultados das análises numérica e experimental. Na análise numérica, foram executados processamentos fisicamente não-lineares, com plasticidade incluída através do programa Ansys. Elementos sólidos, Solid45 e Solid65, foram utilizados em conjunto com elementos de casca Shell43 e Beam189.

Mantovani (2006) concluiu que a simulação através de elementos mais simples (Solid45) para o comportamento do concreto se mostrou razoável até determinado limite de carga e de tipo de carregamento. O Solid45, embora limitado para modelar o concreto, pode atender às simulações, desde que com o controle do valor limite das deformações no concreto, devido ao esmagamento. O elemento Solid65 pode ser uma excelente ferramenta para simular o concreto, porém há uma maior dificuldade de se obter a convergência das soluções.

Segundo Mantovani (2006), a modelagem numérica utilizada mostrou-se viável, não só para o estudo das regiões de introdução de cargas, as ZIC's, como para o estudo das regiões não afetadas por introdução de cargas (ZNA) e, essa modelagem pode ser estendida a outros tipos de pilares mistos, tomando-se os devidos cuidados pertinentes a cada caso em questão. Vários valores de deslocamento e de deformação obtidos via análise computacional ficaram próximos dos valores medidos experimentalmente.

Oliveira (2008) estudou o comportamento dos pilares mistos preenchidos de seção circular, levando em conta a influência da resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), da esbeltez do pilar ( $L/D$ ), da espessura do tubo de aço ( $t$ ) e da forma de introdução do carregamento, se no núcleo de concreto ou na seção mista do pilar. Foi feita uma análise experimental em 64 pilares mistos preenchidos submetidos à força de compressão centrada e uma comparação entre os resultados experimentais da resistência à compressão com os obtidos por procedimentos normativos, tais como o EN 1994-1-1:2004, ANSI/AISC 360-05:2005, CAN/CSA:2001 e o Projeto de Revisão da Norma Brasileira ABNT NBR 8800:2008. Também realizou-se análise numérica com o auxílio do software Diana 9.2.

Oliveira (2008) concluiu que pilares curtos ( $L/D = 3$ ) com menor espessura da parede do tubo de aço ( $t = 3,35$  mm), apresentam ruptura por esmagamento do núcleo de concreto, agravado pela flambagem local do elemento após ser atingida a resistência ao escoamento do aço. Já os pilares, cujos tubos possuem maior espessura ( $t = 6,0$  mm), a ruptura foi caracterizada pelo esmagamento do concreto, mas os efeitos da flambagem local são menos aparentes devido à maior resistência do tubo a este efeito.

Segundo Oliveira (2008) pilares com  $L/D = 5$  exibiram dois modos de falha. Os pilares com tubos de menor espessura ( $t = 3,35$  mm) apresentaram cisalhamento do núcleo de concreto, com deformação longitudinal de aproximadamente 4‰; já os pilares com tubo de maior espessura ( $t = 6,00$  mm) atingiram a ruína por uma combinação entre esmagamento do concreto e instabilidade global. O ganho em capacidade resistente com o aumento da espessura do tubo de 3,35 mm para 6,00 mm para os pilares com  $L/D = 5$  e concreto C30, é de 62,6% para a força aplicada no concreto, e 37,5% para a força na seção mista. Essas diferenças percentuais

diminuem com o aumento da resistência do concreto. Nos pilares com  $L/D = 7$  o modo de falha foi semelhante ao apresentado nos exemplares com  $L/D = 5$  e o ganho de capacidade resistente da ordem de 35,8% e 67,4%, para a força aplicada no concreto e na seção mista, respectivamente, quando se aumenta a espessura do tubo de 3,35 mm para 6,00 mm.

Oliveira (2008) notou que pilares esbeltos ( $L/D = 10$ ), semelhantemente ao ocorrido nos pilares com  $L/D = 7$ , a falha foi caracterizada por cisalhamento do concreto ou instabilidade global. O ganho de capacidade resistente dos pilares constituídos com tubos de menor espessura ( $t = 3,35$  mm) submetidos a carregamento na seção de concreto foi, em média, da ordem de 6,5%; já para os pilares constituídos com tubos de maior espessura ( $t = 6,00$  mm), este ganho médio foi de 10%, em comparação com os pilares cuja força é aplicada na seção mista. Ganhos de capacidade resistente iguais a 61,4% e 45,5% são obtidos aumentando a espessura do tubo de 3,35 mm para 6,0 mm, considerando a força no concreto e na seção mista, respectivamente e concreto de classe C30. Estes valores vão sendo reduzidos à medida que se aumenta a resistência do concreto.

Após comparação entre os valores obtidos nos experimentos e os resultados previstos pelas equações de dimensionamento normativas, Oliveira (2008) constatou que os valores previstos pelo EN 1994-1-1:2004 e CAN/CSA S16-01:2001 só se apresentam mais próximos dos experimentais quando a esbeltez é maior  $L/D = 10$ . De maneira geral, o EN 1994-1-1:2004 e o CAN/CSA S16-01:2001 superam a capacidade resistente à compressão dos pilares; isto pode decorrer do fato das formulações levarem em conta o efeito de confinamento do concreto, superestimando este fenômeno. Caso seja levado em consideração o dimensionamento pelo EN 1994-1-1:2004 sem as parcelas devidas ao confinamento ( $\eta_c$  e  $\eta_a$ ), os valores ficam a favor da segurança e mais próximos, em média, dos experimentais. Quanto às previsões da ABNT NBR 8800:2008 e do ANSI/AISC 360-05: 2005, estas normas apresentaram os resultados mais conservadores. Também foi possível notar uma aproximação entre os valores previstos por essas normas e os valores experimentais, à medida que se aumenta a relação  $L/D$ .

Portolés *et al.* (2011) ensaiaram 37 pilares mistos tubulares circulares e esbeltos preenchidos com concretos de resistência normal e de alto desempenho, tendo

aplicado carregamento excêntrico. Os parâmetros dos ensaios foram a resistência característica do concreto (30, 70 e 90 MPa), a relação diâmetro/espessura ( $D/t$ ), a relação excentricidade/diâmetro ( $e/D$ ) e a esbeltez do pilar ( $L/D$ ). Após os ensaios, foram feitas comparações entre as cargas últimas experimentais com as resistências nominais previstas pelo EN 1994-1-1:2004, que limita o  $f_{ck}$  do concreto em 50 MPa.

Portolés *et al.* (2011) afirmaram que para os pilares esbeltos com maior excentricidade, quando aumentada a resistência à compressão do concreto, não é observado um grande aumento na resistência última da seção mista comparando concretos de 70 MPa com o de 90 MPa, mas o uso de concretos de alto desempenho para pilares mistos, ainda assim é interessante, uma vez que o comportamento dúctil é alcançado.

Portolés *et al.* (2011) definiram uma variável, RCC, denominada contribuição do concreto como sendo a razão entre a carga máxima experimental suportada pelo pilar misto e o esforço resistente característico do tubo de aço vazio, equação (2.4). Foi concluído que a razão de contribuição do concreto sofre influência de uma combinação de parâmetros, como a esbeltez reduzida (que inclui a influência do  $f_{ck}$ ) e o índice de confinamento, equação (2.5), porém afirmou-se que é necessária a realização de mais ensaios ou de um estudo numérico para se obter conclusões mais confiáveis.

$$RCC = \frac{N_{m\acute{a}x}}{N_{m\acute{a}x,tubo}} \quad (2.4)$$

$$\theta = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}} \quad (2.5)$$

Outro índice avaliado por Portolés *et al.* (2011) foi o índice de resistência (SI), equação (2.6), que relaciona a carga máxima experimental do pilar esbelto com o esforço resistente de plastificação da seção mista (sem qualquer efeito do confinamento). É semelhante ao fator de redução de flambagem para um elemento submetido à compressão centrada sem a excentricidade do EN 1994-1-1:2004. Índices de resistência menores ocorreram em pilares preenchidos com concreto de resistência normal. Essa redução não foi muito afetada pela espessura do tubo de aço. Entretanto, ela tem maior influência para  $e = 20$  mm do que para  $e = 50$  mm.

Isto é devido aos efeitos de segunda ordem e as imperfeições que são mais importantes para pequenas excentricidades do que para grandes excentricidades.

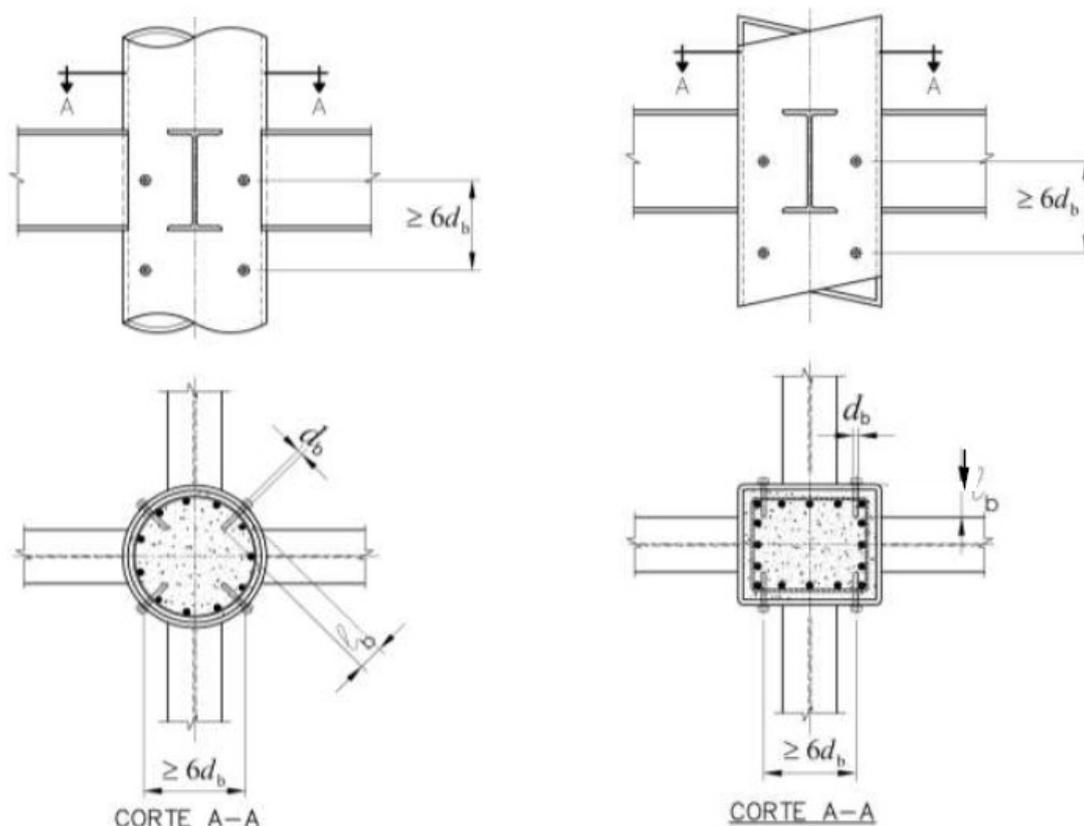
$$SI = \frac{N_{m\acute{a}x}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{m\acute{a}x}}{A_c f_{ck} + A_s f_y} \quad (2.6)$$

Por fim, Portolés *et al.* (2011) compararam a carga última experimental com a resistência nominal do EN 1994-1-1:2004 por meio da expressão (2.7). O valor médio de  $\xi$  foi igual a 1,02 e o desvio padrão foi 0,07 o que demonstra uma boa precisão da norma europeia. Em 17% dos ensaios, a relação de precisão  $\xi$  foi muito próxima, porém inferior a 1, indicando que o valor obtido pelo EN 1994-1-1:2004 supera o experimental.

$$\xi = \frac{N_{m\acute{a}x,exp}}{N_{max,EN}} \quad (2.7)$$

Almeida (2012) fez um estudo numérico do dispositivo apresentado pela ABNT NBR 16239:2013, figura 2.7, que utiliza parafusos de alta resistência, como elementos de transferência de cisalhamento em pilares mistos tubulares circulares de aço e concreto, verificando a interação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto sob uma carga aplicada somente no topo do perfil de aço, sendo o núcleo de concreto apoiado em sua parte inferior e permitida a expansão lateral do mesmo. Para tal, foi desenvolvido um modelo numérico com não linearidade geométrica e de material via Método dos Elementos Finitos, utilizando o programa comercial de elementos finitos Abaqus versão 2010. Foram utilizados elementos sólidos para as partes de aço e concreto, e também considerado o contato entre as partes. Os resultados numéricos foram comparados com as capacidades resistentes analíticas obtidas conforme a ABNT NBR 16239:2013, que se mostraram conservadoras. Observou-se também que a rigidez dos parafusos atuando como conectores é inferior à rigidez dos conectores usuais tipo pino com cabeça. Dessa forma, Almeida (2012) sugere que além da resistência dos parafusos, seja garantida uma rigidez adequada por meio da multiplicação da quantidade de parafusos por um fator de ampliação. Foi sugerido também, apesar das análises terem sido feitas com furos ajustados, a utilização de soldas que garantam a transmissão total do cisalhamento. Recomenda-se ainda que o comprimento mínimo dos parafusos seja de 3,5 vezes seu diâmetro.

Figura 2.7 - Dispositivos especiais para as regiões de introdução de carga em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto



Fonte: ABNT NBR 16239: 2013.

Chen *et al.* (2012) fizeram um estudo com pilares de seções transversais quadradas preenchidas com concreto, sendo que as seções estudadas eram formadas por chapas de aço soldadas. No total foram ensaiados nove protótipos, dos quais cinco foram submetidos a carregamento axial diretamente no concreto e na seção de aço, e nos outros, o carregamento foi aplicado somente na seção de aço do pilar, porém estes possuíam um tratamento entre a superfície de contato dos materiais. Além dos ensaios experimentais, os autores desenvolveram análise numérica com o auxílio do programa de elementos finitos Abaqus versão 6.5, na qual levaram em consideração as tensões residuais e um desaprumo do pilar.

Chen *et al.* (2012) concluíram pelos resultados experimentais que a resistência dos protótipos decaiu rapidamente após alcançado o primeiro pico de tensão, independentemente da relação largura/espessura da parede do tubo. Ao separar as cargas aplicadas no aço e no concreto dos resultados da simulação com elementos

finitos, pode-se concluir que a queda de resistência é atribuída ao concreto. Isto revela que o confinamento do concreto não é bem desenvolvido nesta fase.

Segundo Chen *et al.* (2012) a norma americana AISC341-05:2005 é capaz de prever a resistência axial dos pilares ensaiados razoavelmente bem.

Quanto aos mecanismos de confinamento do concreto, Chen *et al.* (2012) afirmam que a distribuição detalhada das tensões, proporcionada pela análise numérica feita por meio de elementos finitos, fornece informação crítica para o desenvolvimento do mecanismo de confinamento do concreto, indicado como segue: no início da fase elástica, o confinamento do concreto é praticamente inexistente. O confinamento do concreto fornecido pela ação de arcos horizontais (arqueamento) começa a se tornar perceptível após o esmagamento do concreto. A ação de arco vertical, que fornece confinamento adicional ao concreto, é desenvolvida após a ocorrência da flambagem da parede do pilar. A ação de arco horizontal combinada com a ação de arco vertical proporciona um confinamento significativo para o concreto aumentando assim a sua resistência.

Chen *et al.* (2012) indicam que a flambagem da parede do tubo resulta no desenvolvimento da ação de arco vertical, que fornece confinamento extra para o concreto. Além disso, um tubo com maiores relações largura/espessura flambam precocemente, conseqüentemente a ação de arco vertical também inicia-se mais cedo promovendo uma recuperação da resistência do concreto.

Chen *et al.* (2012) informam que o modelo de análise do confinamento do concreto desenvolvido por Sakino *et al.* (2004), que é principalmente utilizado para pilares mistos tubulares circulares, não é adequado para representar o comportamento do concreto em pilares mistos tubulares quadrados.

Dundu (2012) realizou ensaios em 24 pilares mistos tubulares circulares, separados em duas séries, na primeira (série 1) utilizou concretos com resistência à compressão de 40,3 MPa e aço com resistência ao escoamento entre 345 e 361 MPa, já na segunda (série 2), foram utilizados concretos com 30,9 MPa e aços com 392 e 488 MPa. Nestes experimentos variou-se os diâmetros e comprimentos dos protótipos.

Dundu (2012) observou que os pilares mistos tubulares da série 1 apresentaram falha mais pronunciada por flambagem global do que por flambagem local, esse primeiro modo de falha ocorreu devido à elevada esbelteza global. Já os pilares curtos da série 2 falharam devido ao esmagamento do núcleo de concreto seguido de escoamento do tubo de aço.

Dundu (2012) também comparou os resultados experimentais com os previstos por duas normas de dimensionamento, sendo estas a SANS 10162-1 (norma sul-africana) e EN 1994-1-1:2004. Na média, os resultados dos pilares da série 1 previstos pela SANS 10162-1 foi de 8,4% e os previstos pelo EN 1994-1-1:2004 foram 13,6% mais conservadores do que os experimentais. Já os resultados previstos pela SANS 10162-1 e EN 1994-1-1:2004 foram 10,1% e 20,2% respectivamente mais conservadores do que os experimentais da série 2.

### **2.3. Aderência entre o aço e o concreto**

Aderência é uma propriedade que evita o escorregamento relativo entre o aço e o concreto adjacente. A sua existência pode estabelecer a solidariedade entre dois materiais, ou seja, fazer com que os materiais trabalhem em conjunto, como se fossem um único material. A ABNT NBR 8800:2008 define como uma das hipóteses básicas para o dimensionamento de pilares mistos que ocorra a interação completa entre o concreto e o aço, ou seja, que não haja escorregamento relativo entre esses dois materiais, quando a aderência não é suficiente para proporcionar a interação total, a norma brasileira prescreve a utilização de conectores de cisalhamento a fim de que estes possam proporcionar a interação total.

A ABNT NBR 8800:2008 estabelece um limite para as tensões de cisalhamento nos trechos entre regiões de introdução de cargas, os quais segundo a norma estão fora das regiões afetadas pela base, por emendas ou por ligações com vigas. Os limites estão mostrados no quadro 2.1. Caso este limite seja ultrapassado há a necessidade do uso de conectores de cisalhamento.

Quadro 2.1 - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo  $\tau_{Rd}$ 

<b>Tipo de seção transversal do pilar</b>	<b><math>\tau_{Rd}</math> (MPa)</b>
Seção totalmente revestida com concreto	0,30
Seção tubular circular preenchida com concreto	0,55
Seção tubular retangular preenchida com concreto	0,40
Mesas de seção parcialmente revestida com concreto	0,20
Almas de seção parcialmente revestida com concreto	0,00

Fonte: ABNT NBR 8800, 2008.

Alguns pesquisadores buscam entender melhor como a aderência é desenvolvida em pilares mistos, por exemplo, Shakir-Khalil (1988) apud De Nardin (1999) afirmou que a aderência é favorecida por duas imperfeições existentes na superfície do perfil tubular: a rugosidade superficial seja ela intencional ou oriunda do processo de fabricação e a variação das dimensões do perfil tubular ao longo de sua altura.

Giakomelis e Lam (2004) buscaram evidenciar a influência da resistência do concreto com a aderência. Conforme estes dois pesquisadores à medida que se aumenta a resistência do concreto os efeitos da aderência entre o concreto e as paredes do tubo de aço tornam-se mais críticos. Para pilares de concretos com resistências normais, a redução na capacidade de carga axial devido à aderência foi desprezível. Para pilares com concreto de alto desempenho, a variação entre os corpos-de-prova não lubrificados e lubrificados foi de 17%.

## 2.4. Propriedades do concreto

Como o pilar misto é um elemento estrutural formado por aço e concreto, é de extrema importância o conhecimento das propriedades destes dois materiais. Sendo assim, serão apresentadas as características esperadas do concreto.

A ABNT NBR 8800:2008 especifica que o concreto utilizado deve possuir densidade normal e obedecer aos parâmetros da ABNT NBR 6118:2007. A ABNT NBR 8800:2008 também adota os valores listados a seguir para as principais características do concreto:

- a) Módulo de elasticidade, considerado como o módulo de deformação tangente inicial,  $E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$ , onde  $E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são expressos em megapascal (MPa), para a situação usual em que a verificação da estrutura se faz em data igual ou superior a 28 dias;
- b) Módulo de elasticidade secante, a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados-limites de serviço,  $E_{cs}^1 = 0,85 E_{ci}$ ;
- c) Coeficiente de Poisson,  $\nu_c = 0,20$ ;
- d) Coeficiente de dilatação térmica,  $\beta_c = 10^{-5}C^{-1}$ ;
- e) Massa específica,  $\rho_c$ , igual a 2400 kg/m<sup>3</sup> no concreto sem armadura e a 2500 kg/m<sup>3</sup> no concreto armado.
- f) O concreto de baixa densidade deve ter massa específica mínima de 1500 kg/m<sup>3</sup> e máxima de 2200 kg/m<sup>3</sup> sem armadura, e o módulo de elasticidade secante, em MPa, deve ser tomado igual ao definido pela equação (2.8), sendo que todos os aspectos no que tange as propriedades do concreto devem estar de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, na ausência de norma brasileira a ABNT NBR 8800:2008 indica a utilização do EN 1994-1-1:2004.

$$E_{cs} = E_c = 40,5 \left( \frac{\rho_c}{100} \right)^{1,5} \sqrt{f_{ck}} \quad (2.8)$$

A última revisão da norma de concreto, ABNT NBR 6118:2014, introduz concretos de alta resistência, quadro 2.2 e prescreve novas fórmulas para determinação do módulo de elasticidade ( $E_{ci}$ ) e módulo de deformação secante ( $E_c$ ), equações (2.9) e (2.10) respectivamente.

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa}; \quad (2.9)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \alpha_E \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa.}$$

$$E_c = \alpha_i E_{ci} \quad (2.10)$$

Sendo:

---

<sup>1</sup> A ABNT NBR 8800:2008, por simplicidade, se refere ao  $E_{cs}$  apenas como  $E_c$ , ou seja, como módulo de elasticidade do concreto, o mesmo tratamento será dado no presente trabalho

$\alpha_E$  é igual a 1,2 para basalto e diabásio;

$\alpha_E$  é igual a 1,0 para granito e gnaiss;

$\alpha_E$  é igual a 0,9 para calcário;

$\alpha_E$  é igual a 0,7 para arenito;

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  dados em MPa.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.11)$$

Quadro 2.2 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
$E_{ci}$ (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
$E_c$ (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
$\alpha_i$	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

A norma EN 1994-1-1:2004, quando estabelece os critérios relativos as propriedades mecânicas do concreto recorre as formulações prescritas pela EN 1992-1-1:2004, a saber:

$$E_c = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} \quad (2.12)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8; \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (2.13)$$

A norma EN 1994-1-1:2004 limita o uso de concretos com resistência entre 20 MPa a 50 MPa, esta norma justifica a limitação devido ao limitado conhecimento e a experiência sobre o comportamento de elementos mistos com concretos mais resistentes ou menos resistentes. Isso é aplicado, por exemplo, ao comportamento de carga-deslocamento do concreto sob cisalhamento, à redistribuição dos momentos em vigas mistas e à resistência dos pilares.

Já a norma ANSI/AISC 360-05:2010 apresenta a equação (2.14) para a determinação do módulo de elasticidade do concreto

$$E_c = 0,043\rho_c^{1,5}\sqrt{f_{ck}}; \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (2.14)$$

Onde:

$\rho_c$  é igual a massa específica do concreto que pode variar no intervalo  $1500 \leq \rho_c \leq 2500$ .

A norma ANSI/AISC 360-05:2010 indica que concreto de massa específica normal deve possuir resistência característica à compressão não inferior a 21 MPa nem superior a 70 MPa, entretanto para concretos de agregados leves este limite é de 21 MPa a 42 MPa. Os limites de resistência à compressão apresentados pela ANSI/AISC 360-05:2010 são devidos a faixa de material disponível de ensaios experimentais, a norma cita os estudos de Galambos (1998); Hajjar (2000); Shanmugam e Lakshmi (2001) e Leon e Aho (2002), o limite de 70 MPa é imposto para o cálculo da resistência, para refletir a escassez de dados disponíveis acima desta resistência e as alterações no comportamento observadas, particularmente para modos de fratura frágil sob cisalhamento. Limites mais altos para determinar o módulo de elasticidade são permitidos. O limite inferior é para encorajar o uso de concreto de melhor qualidade facilmente disponível.

#### 2.4.1. Retração e fluência

A ABNT NBR 8800:2008 também leva em consideração os efeitos da retração e fluência, porém de maneira simplificada, onde estes fenômenos são computados através da redução do módulo de elasticidade do concreto, de acordo com a equação (2.15).

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left( \frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)} \quad (2.15)$$

Onde:

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto;

$\varphi$  é o coeficiente de fluência do concreto, que deve ser obtido da ABNT NBR 6118:2014. Simplificadamente admite-se que esse coeficiente seja tomado igual a 2,5 nas seções total ou parcialmente revestidas com concreto e igual a zero nas seções tubulares preenchidas com concreto e que a relação  $N_{G,Sd}/N_{Sd}$  seja tomada igual a 0,6;

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

$N_{G,Sd}$  é a parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente.

De acordo com o EN 1994-1-1:2004 deve-se prever a possibilidade dos efeitos de fluência e retração do concreto, exceto para elementos com ambas as mesas mistas. Os efeitos de fluência do concreto podem ser levados em consideração usando a razão modular  $n_L$ . Esta razão depende do tipo de carregamento e é dada pela equação (2.16).

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \quad (2.16)$$

Onde:

$n_0$  é a razão modular  $E_a/E_c$  para carregamento de curta duração;

$E_a$  é o módulo de elasticidade do aço;

$\varphi_t$  é o coeficiente de fluência,  $\varphi(t, t_0)$ , de acordo com o EN 1992-1-1:2004, sendo que este coeficiente depende da idade ( $t$ ) do concreto no momento em que é aplicado o carregamento considerado como tempo  $t_0$ ;

De acordo com o EN 1992-1-1:2004, a fluência e a retração do concreto dependem da umidade do ambiente, das dimensões do elemento e da composição do concreto. A fluência também é influenciada pela maturidade do concreto quando o primeiro carregamento é aplicado e depende da duração e da magnitude deste carregamento.

O coeficiente de fluência  $\varphi(t, t_0)$  é relacionado com  $E_{ci}$ , que pode ser considerado como  $1,05 E_c$ . Quando não é necessária uma grande precisão, o coeficiente de

fluência pode ser tomado igual ao valor obtido na figura 2.8, desde que o concreto não esteja submetido a uma tensão de compressão maior do que  $0,45 f_{ck}$  na idade  $t_0$ , ou seja, na idade do primeiro carregamento do concreto.

Os valores dados na figura 2.8 são válidos para temperatura ambiente entre  $-40^{\circ}\text{C}$  e  $+40^{\circ}\text{C}$  e uma umidade relativa média entre 40% e 100%. Os seguintes símbolos são usados:

$\varphi(\infty, t_0)$  é o coeficiente de fluência final;

$t_0$  é a idade do concreto no momento do primeiro carregamento em dias;

$h_0$  é a espessura fictícia igual a  $2A_c/u$ , onde  $A_c$  é a área da seção transversal do elemento de concreto e  $u$  é a parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar;

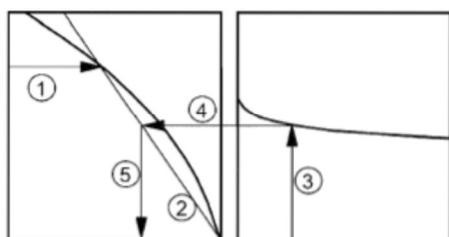
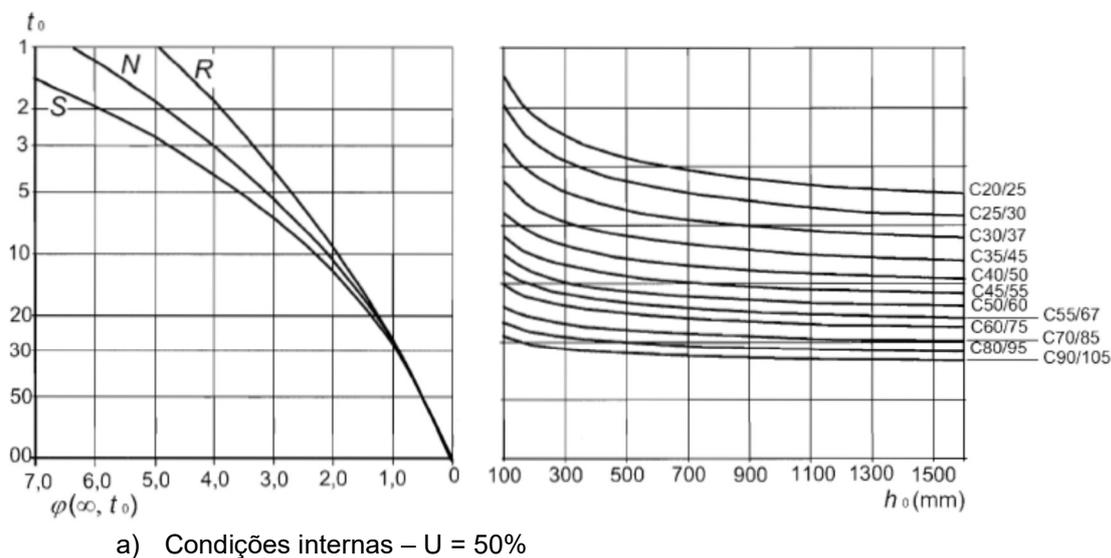
$S$  é um código que se refere a classe do cimento utilizado. No Brasil a classe de cimento equivalente à classe  $S$  são as CPIII e CPIV;

$N$  é um código que se refere a classe do cimento utilizado. No Brasil a classe de cimento equivalente à classe  $N$  são as CPI e CPII;

$R$  é um código que se refere a classe do cimento utilizado. No Brasil a classe de cimento equivalente à classe  $R$  é a CPV;

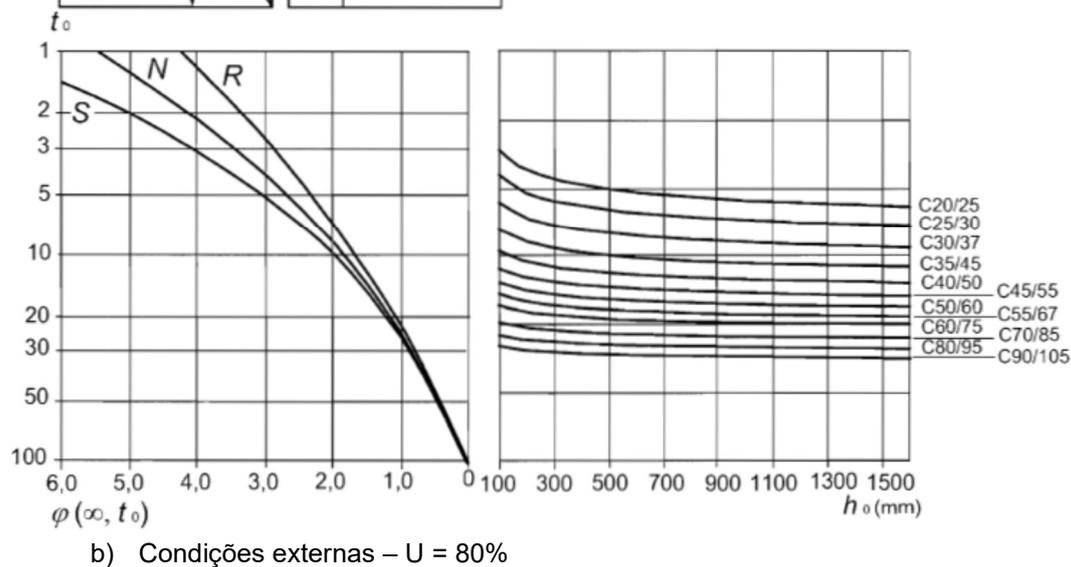
$\psi_L$  é o multiplicador da fluência que depende do tipo de carregamento, que pode ser considerado como 1,1 para cargas permanentes, 0,55 para os efeitos primários e secundários da retração e 1,5 para deformações impostas por pré-tensão do concreto.

Figura 2.8 - Método para determinação do coeficiente de fluência  $\varphi(t, t_0)$  para concreto sobre condições ambientais normais.



Notas:

- Ponto de intersecção entre as linhas 4 e 5 também pode estar acima do ponto 1;
- para  $t_0 > 100$  é suficientemente preciso assumir  $t_0 = 100$  (e usar a linha tangente).



Fonte: EN 1992-1-1 (2004)

Estudos mostram que o efeito da retração é crítico para concretos de alto desempenho e desprezível para concretos de resistências normais, Giacomelis e Lam (2004).

A deformação lenta, ou fluência do concreto em pilares mistos deve ser considerada, principalmente se tratando de pilares esbeltos. Esta afirmação é confirmada por Vasconcellos (2004) apud Campos (2006) ao verificar que após o endurecimento do concreto, aço e concreto passam a trabalhar de maneira conjunta, e os efeitos da retração e da fluência produzem deformações adicionais ao concreto que são transferidas gradualmente ao aço.

## **2.5. Resistência à compressão**

Para dimensionar pilares mistos é necessária a determinação do esforço axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total ( $N_{pl,Rd}$ ). Não se leva em consideração o comprimento do pilar e suas condições de contorno para o cálculo deste esforço, exceto quando se considera o efeito de confinamento do concreto em pilares mistos tubulares preenchidos.

O esforço resistente da seção do pilar misto à plastificação total é calculado pela soma das contribuições de cada componente do pilar misto, ou seja, das resistências à plastificação: do perfil de aço, do núcleo de concreto e da área da armadura. O diferencial entre as normas ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 16239:2013, EN 1994-1-1:2004 e ANSI/AISC 360-05: 2010 diz respeito à aplicação de diferentes coeficientes multiplicadores para estas contribuições e a consideração do efeito do confinamento, conforme apresentado nos itens 2.5.1 a 2.5.3.

### **2.5.1. Esforço de compressão resistente de cálculo – conforme as normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013**

Como ponto de partida a ABNT NBR 8800 estabelece as seguintes hipóteses:

- a) Há interação completa entre o concreto e o aço;

- b) As imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço submetidas à compressão axial;
- c) A flambagem local para força axial e momento fletor não pode ser um estado-limite último predominante.

Os três itens apresentados nos parágrafos anteriores são denominados pela ABNT NBR 8800:2008 como hipóteses básicas e norteiam todo o dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto.

A seguir serão apresentados os limites de aplicabilidade da ABNT NBR 8800:2008:

- a) Os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante;
- b) O concreto utilizado deve possuir densidade normal;
- c) O fator de contribuição do aço  $\delta$  deve ser restringido pelo intervalo da equação (2.17),

$$0,2 < \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} < 0,9 \quad (2.17)$$

Onde:

$A_a$  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 de compressão resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, calculada conforme será apresentado na equação (2.22).

Caso o fator  $\delta$  seja menor ou igual a 0,2, o pilar deve ser dimensionado como pilar de concreto utilizando a ABNT NBR 6118:2014, porém se o valor de  $\delta$  for maior ou igual a 0,9, o pilar deve ser dimensionado como pilar de aço utilizando a ABNT NBR 8800:2008.

- a) A esbeltez relativa do pilar  $\lambda_{om}$ , obtido de acordo com a equação (2.29), não pode ser maior que 2,0;

- b) Para as seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto, a área da seção transversal da armadura longitudinal não deve ser inferior a 0,3% da área do concreto. A máxima porcentagem de armadura na seção de concreto é de 4 % desta, porém por razões de segurança contra incêndio, maiores porcentagens de armadura podem ser utilizadas, mas não se pode considerar no dimensionamento à temperatura ambiente taxa superior a 4 %;
- c) A relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0;
- d) Para as seções totalmente revestidas com concreto, os cobrimentos do perfil de aço devem estar dentro dos limites representados pelas equações (2.18) e (2.19);

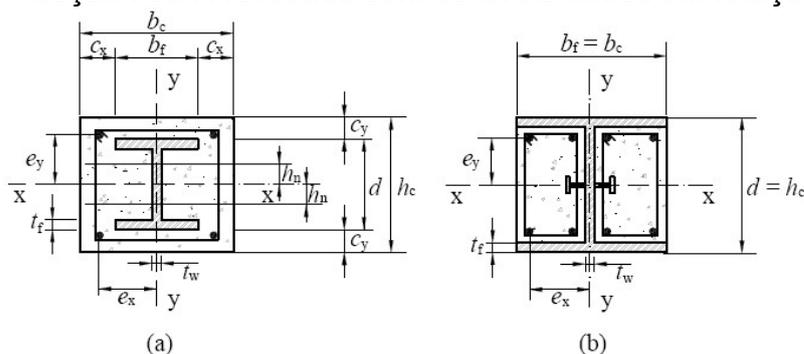
$$40\text{mm} \leq c_y \leq 0,3d \text{ e } c_y \geq b_f/6 \quad (2.18)$$

$$40\text{mm} \leq c_x \leq 0,4b_f \text{ e } c_x \geq b_f/6 \quad (2.19)$$

Onde:

As grandezas  $d$ ,  $b_f$ ,  $c_x$  e  $c_y$  foram definidas na figura 2.9.

Figura 2.9 - Seção I ou H revestida com concreto fletida em relação ao eixo x



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

- e) Quando a concretagem for feita com o pilar já montado, deve-se comprovar que o perfil de aço resiste isoladamente às ações aplicadas antes de o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada;
- f) Para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, devem existir armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto.

A armadura longitudinal pode ser considerada ou não na resistência e na rigidez do pilar misto. Nas seções parcialmente revestidas, a armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço através de furos na alma, ou por meio de conectores de cisalhamento, conforme mostrado na figura 2.9(b), cujo espaçamento longitudinal não pode exceder 500 mm;

- g) O projeto das armaduras deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118:2014;

A norma brasileira ainda apresenta limitações quanto à flambagem local dos elementos de aço. Segundo a ABNT NBR 8800:2008 as resistências de todos os materiais devem ser atingidas sem que ocorra flambagem local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal. Para isso, não podem ser ultrapassadas as relações dadas a seguir:

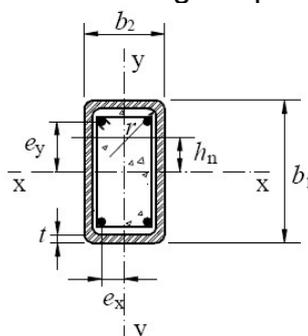
- h) Nas seções tubulares retangulares preenchidas com concreto deve-se obedecer ao limite representado pela equação (2.20);

$$b_i/t \leq 2,26 \sqrt{E_a/f_y} \quad (2.20)$$

Onde:

$b_i$  é a maior dimensão paralela a um eixo de simetria da seção tubular retangular, de acordo com a figura 2.10.

Figura 2.10 - Seção tubular retangular preenchida com concreto



Fonte: ABNT NBR 8800.

- i) Nas seções I ou H parcialmente revestidas com concreto o limite é estabelecido pela equação (2.21).

$$b_f/t_f \leq 1,49 \sqrt{E_a/f_y} \quad (2.21)$$

Ainda em relação à flambagem local dos elementos de aço, quando são utilizados os cobrimentos estabelecidos na letra d para as seções totalmente revestidas com concreto não é necessária a sua verificação.

A ABNT NBR 8800:2008 também estabelece que as forças cortantes que agem segundo os eixos de simetria da seção mista podem ser assumidas como atuando apenas no perfil de aço, com as resistências de cálculo determinadas como se a seção fosse composta apenas pelo perfil de aço, ou seja, a contribuição do concreto é ignorada.

Sendo cumpridas todas as exigências apresentadas acima, a força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total,  $N_{pl,Rd}$  é dada pela soma das forças axiais resistentes de cálculo de seus componentes, perfil de aço, concreto e armadura longitudinal, conforme a equação (2.22):

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad (2.22)$$

Com:

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd}.A_a \quad (2.23)$$

$$N_{pl,c,Rd} = f_{cd1}.A_c \quad (2.24)$$

$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd}.A_s \quad (2.25)$$

onde:

$A_a$  é a área da seção transversal do perfil de aço;

$A_s$  é a área da seção transversal da armadura do concreto;

$A_c$  é a área da seção transversal do concreto;

$f_{cd1}$  é igual ao produto  $\alpha f_{cd}$ ;

$\alpha$  é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e 0,85 para as demais seções;

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

$f_{sd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura;

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

A força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão é determinada pela equação (2.26).

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \quad (2.26)$$

onde:

$N_{pl,Rd}$  é a força de compressão resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, calculada conforme equação (2.22);

$\chi$  é o fator de redução associado à resistência à compressão. Este fator é calculado pelas equações (2.27) e (2.28), podendo-se também obtê-lo diretamente por meio do quadro 2.3, em função do índice de esbeltez reduzido  $\lambda_{0,m}$ .

Para

$$\lambda_{0,m} \leq 1,5: \chi = 0,658 \lambda_{0,m}^2 \quad (2.27)$$

Para

$$\lambda_{0,m} > 1,5: \chi = \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2} \quad (2.28)$$

Quadro 2.3 - Valor de  $\chi$  em função do índice de esbelteza  $\lambda_0$ 

$\lambda_0$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	$\lambda_0$
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

O índice de esbelteza reduzido  $\lambda_{0,m}$ , para o plano de flexão considerado, é obtido pela equação (2.29).

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (2.29)$$

Onde:

$N_{pl,R}$  é o valor de  $N_{pl,Rd}$  tomando-se respectivamente  $f_y$ ,  $f_{ck}$  e  $f_{ys}$  no lugar de  $f_{yd}$ ,  $f_{cd}$  e  $f_{sd}$  nas equações (2.23), (2.24) e (2.25), sendo calculado pela equação (2.30).

$$N_{pl,R} = f_y A_a + \alpha f_{ck} A_c + f_{ys} A_s \quad (2.30)$$

$N_e$  é a força axial de flambagem elástica, dada pela equação (2.31).

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad (2.31)$$

Onde:

$KL$  é o comprimento de flambagem do pilar;

$(EI)_e$  é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista.

A rigidez efetiva à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão são dadas respectivamente pelas equações (2.32) e (2.33).

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad (2.32)$$

$$(EA)_e = E_a A_a + E_{c,red} A_c + E_s A_s \quad (2.33)$$

A ABNT NBR 16239:2013 prescreve um valor um pouco maior para a rigidez efetiva à flexão, conforme a equação (2.34):

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,7 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad (2.34)$$

Onde:

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

$A_a$  é a área da seção transversal do perfil de aço;

$I_s$  é o momento de inércia da seção transversal de armadura do concreto;

$A_s$  é a área da seção transversal da armadura de concreto;

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

$A_c$  é a área da seção transversal do concreto não-fissurado;

$E_a$  é o módulo de elasticidade do aço estrutural;

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço da armadura;

$E_{c,red}$  é o módulo de elasticidade reduzido do concreto, definido conforme a equação (2.15).

### 2.5.2. Esforço de compressão resistente de cálculo – conforme o EN 1994-1-1:2004

A força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total,  $N_{pl,Rd}$ , também é calculada pela Equação (2.22), porém o valor do coeficiente  $\alpha$  para pilares mistos preenchidos é tomado igual a 1,0.

Para pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto, o EN 1994-1-1:2004 permite levar em conta o aumento da resistência devido ao confinamento quando a esbeltez reduzida,  $\lambda_{0,m}$ , não exceder 0,5 e a razão entre a excentricidade do carregamento solicitante e o diâmetro externo do tubo for inferior a 0,1.

A excentricidade do carregamento solicitante é dada por:

$$e = \frac{M_{Sd,max}}{N_{Sd}} \quad (2.35)$$

A força axial resistente de cálculo da seção mista pode então, ser calculada por:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left( 1 + \eta_c \frac{t}{D} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (2.36)$$

Para pilares com  $e = 0$ , os valores de  $\eta_a = \eta_{a0}$  e  $\eta_c = \eta_{c0}$  são dados pelas expressões (2.37) e (2.38):

$$\eta_{a0} = 0,25(3 + 2\lambda_{0,m}), \text{ (mas } \leq 1,0) \quad (2.37)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\lambda_0 + 17\lambda_{0,m}^2, \text{ (mas } \geq 0) \quad (2.38)$$

Para pilares submetidos à flexo-compressão com  $0 < e/D \leq 0,1$ , os valores de  $\eta_a$  e  $\eta_c$  devem ser determinados de acordo com as Equações (2.39) e (2.40), com  $\eta_{a0}$  e  $\eta_{c0}$  dados pelas Equações (2.37) e (2.38).

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \frac{10e}{D} \quad (2.39)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} + \left(1 - \frac{10e}{D}\right) \quad (2.40)$$

Quando  $e/D > 0,1$  deve-se tomar  $\eta_a = 1,0$  e  $\eta_c = 0$ . As demais variáveis são definidas como no item anterior.

O EN 1994-1-1:2004 também determina que seja verificado problemas relativos à instabilidade do elemento comprimido, portanto, aplica-se um fator de redução ( $\chi$ ) à resistência à compressão axial da seção transversal à plastificação total, conforme a equação (2.41).

$$N_{Rd} \leq \chi N_{pl,Rd} \quad (2.41)$$

onde, o fator de redução  $\chi$  é dado por:

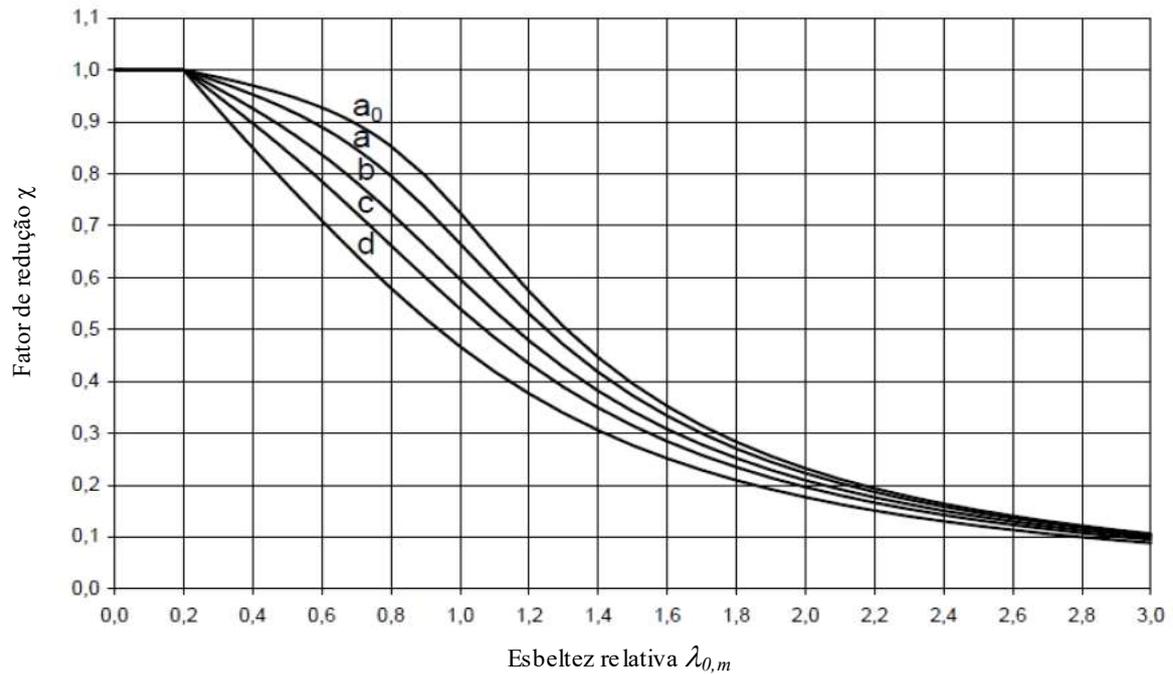
$$\chi = \frac{1}{\beta + \sqrt{\beta^2 + \lambda_{0,m}^2}} \leq 1,0 \quad (2.42)$$

e

$$\beta = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\lambda_{0,m} - 0,2) + \lambda_{0,m}^2 \right] \quad (2.43)$$

A esbelteza reduzida,  $\lambda_{0m}$ , é calculada de forma similar ao procedimento da ABNT NBR 8800:2008. O parâmetro  $\alpha$  é o fator de imperfeição igual a 0,21 para pilares mistos tubulares preenchidos (curva a); 0,34 para perfis tipo I mistos revestidos com flambagem em torno do eixo de maior inércia (curva b) e 0,49 para perfis tipo I revestidos com flambagem em torno do eixo de menor inércia (curva c). Na figura 2.11 pode-se verificar as curvas de flambagem apresentadas no EN 1994-1-1:2004.

Figura 2.11 - Curvas de flambagem



Fonte: EN 1994-1-1:2004

A expressão (2.44) limita a ocorrência de flambagem local de acordo com o EN 1994-1-1:2004.

$$D/t \leq 90 \frac{235}{f_y} \quad (2.44)$$

Onde  $D$  é o diâmetro externo e  $t$  a espessura do tubo de aço

### 2.5.3. Esforço de compressão resistente de cálculo – conforme o ANSI/AISC 360-05:2010

Para seções mistas preenchidas com concreto a seção transversal do tubo de aço deve ser no mínimo de 1% da seção mista.

Para que não ocorra flambagem local, a relação  $D/t$  (diâmetro externo sobre espessura do tubo de aço) dos pilares mistos tubulares circulares deve obedecer a equação (2.45).

$$D/t \leq 0,15E/f_y \quad (2.45)$$

A determinação da resistência à compressão do pilar misto de aço e concreto inicia-se pela classificação da seção mista de acordo com a razão largura (ou diâmetro) / espessura do tubo de aço em: compacta, não-compacta ou esbelta. A tabela 2.1 apresenta as razões largura (ou diâmetro) / espessura para cada classificação.

De acordo com a tabela 2.1, as seções mistas formadas por perfis de aço com relação largura (diâmetro) / espessura menores ou iguais a  $\lambda_p$  são classificadas como compactas, se esta relação superar o valor de  $\lambda_p$ , porém for inferior a  $\lambda_r$  são classificadas como não-compactas e são consideradas esbeltas quando a relação largura (diâmetro) / espessura for maior que  $\lambda_r$  porém menor que os valores limites.

Tabela 2.1 – Relação largura/espessura ou diâmetro/espessura de pilares mistos aço e concreto submetidos à compressão axial.

Descrição do elemento	Relação		$\lambda_p$	$\lambda_r$	Máximo permitido
	largura/espessura ou diâmetro/espessura				
Paredes de seções tubulares retangulares e perfis caixa de espessura constante	$b/t$		$2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Perfis tubulares de seção circular	$D/t$		$\frac{0,15E}{f_y}$	$\frac{0,19E}{f_y}$	$\frac{0,31E}{f_y}$

Fonte: Rodrigues (2013).

Adaptada pelo autor.

As formulações para a determinação da resistência à compressão da seção mista variam em função da classificação da seção.

### 2.5.3.1. Seções compactas

Para seções compactas a resistência à compressão é determinada de maneira semelhante à norma ABNT NBR 8800:2008, inclusive com a adoção dos mesmos coeficientes de ponderação. Isto faz com que os resultados obtidos pelas

formulações destes dois códigos sejam muito próximos, percentual de diferença na ordem de 1%. Esta diferença é devida às considerações do material concreto.

### 2.5.3.2. Seções não-compactas

Para seções não-compactas a resistência à compressão é determinada pela equação (2.46).

$$N_{Rd} = N_{pl,Rd} - \frac{N_{pl,Rd} - N_{pl,Rd,2}}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (2.46)$$

onde:

$N_{pl,Rd}$ , é definido de acordo com a equação (2.22);

$\lambda$ ,  $\lambda_p$  e  $\lambda_r$  são os índices de esbeltez definido na tabela 2.1

$N_{pl,Rd,2}$  é definido de acordo com a equação (2.47).

$$N_{pl,Rd,2} = f_{yd}A_a + 0,7f_{cd}[A_c + A_s(E_a/E_c)] \quad (2.47)$$

### 2.5.3.3. Seções esbeltas

Para seções esbeltas a resistência à compressão é determinada pela equação (2.48).

$$N_{Rd} = f_{cr}A_a + 0,7f_{cd}[A_c + A_s(E_a/E_c)] \quad (2.48)$$

Onde:

para seções retangulares preenchidas com concreto:

$$F_{cr} = 9E_s / \left( \frac{b}{t} \right)^2 \quad (2.49)$$

para seções circulares preenchidas com concreto:

$$F_{cr} = \frac{0,72f_y}{\left( \left( \frac{D}{t} \right) \frac{f_y}{E_a} \right)^{0,2}} \quad (2.50)$$

## 2.6. Verificação à flexo-compressão de acordo com a ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 16239:2013

### 2.6.1. Momento fletor resistente de cálculo – conforme as normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 16239:2013

O momento fletor resistente de cálculo é tomado igual ao momento fletor resistente de plastificação de cálculo. A etapa inicial para o estabelecimento do momento fletor resistente de plastificação de cálculo é a determinação da posição da linha neutra plástica. A posição da linha neutra plástica é obtida estabelecendo-se que a força resultante das tensões normais é igual a zero. Após a localização da linha neutra plástica, determina-se o momento fletor resistente de plastificação de cálculo por equilíbrio de momentos.

Para facilitar a determinação do momento fletor resistente de plastificação, a ABNT NBR 8800:2008 apresenta expressões analíticas de uso simples desenvolvidas para todas as seções de pilares mistos que fazem parte do escopo da norma brasileira.

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, o momento fletor resistente de plastificação de cálculo  $M_{pl,Rd}$ , em relação aos eixos  $x$  ou ao eixo  $y$ , respectivamente,  $M_{pl,x,Rd}$  e  $M_{pl,y,Rd}$ , de seções mistas duplamente simétricas, pode ser calculado pela equação (2.51).

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (2.51)$$

Onde:

$Z_a$  é o módulo de resistência plástica da seção do perfil de aço;

$Z_s$  é o módulo de resistência plástica da seção da armadura do concreto;

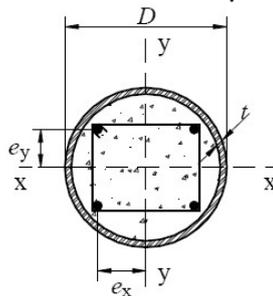
$Z_c$  é o módulo de resistência plástica da seção de concreto, considerado não-fissurado;

$Z_{an}$ ,  $Z_{cn}$  e  $Z_{sn}$  são módulos de resistência plásticos definidos no decorrer deste item;

$f_{cd1}$  é definido de acordo com o item 2.5.1.

Para a seção transversal tubular circular a ABNT NBR 8800:2008, apresenta as equações (2.52) a (2.57) para a determinação da posição da LNP.

Figura 2.12 - Seção tubular circular preenchida com concreto



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

$$Z_c = \frac{(D - 2t)^3}{4} - \frac{2}{3} \left( \frac{D}{2} - t \right)^3 - Z_s \quad (2.52)$$

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| \quad (2.53)$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd1})}{2D f_{cd1} + 4t (2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (2.54)$$

$$Z_{cn} = (D - 2t)h_n^2 - Z_{sn} \quad (2.55)$$

$$Z_{an} = Dh_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn} \quad (2.56)$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{yi}| \quad (2.57)$$

Onde:

$D$  é o diâmetro externo do tubo de aço conforme figura 2.12;

$t$  é a espessura do tubo de aço conforme figura 2.12;

$e_i$  é a distância do eixo da barra da armadura de área  $A_{si}$  ao eixo de simetria relevante da seção;

$h_n$  é a posição da linha neutra da seção mista;

$A_{sn}$  é a soma das áreas das barras da armadura na região de altura  $2h_n$ ;

$A_{sni}$  é a área de cada barra da armadura na região de altura  $2h_n$ ;

$e_{yi}$  é a distância do eixo da barra da armadura ao eixo  $x$  de acordo com a figura 2.12

### 2.6.2. Métodos de verificação à flexo-compressão

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta dois métodos de cálculo para pilares mistos de aço e concreto submetidos à flexo-compressão e a ABNT NBR 16239:2013 apresenta um terceiro método. Estes três procedimentos são detalhados nos itens 2.6.2.2 a 2.6.2.4, porém antes, as limitações da ABNT NBR 8800:2008 para este dimensionamento são apresentadas no item 2.6.2.1.

### 2.6.2.1. Limitações para dimensionamento segundo a ABNT NBR 8800:2008

As seções tubulares preenchidas com concreto podem ser fabricadas sem qualquer armadura, exceto para algumas condições em situação de incêndio, as quais deve ser usada a ABNT NBR 14323:2013.

Nas seções tubulares circulares preenchidas com concreto deve-se obedecer ao limite representado pela equação (2.58)

$$D/t \leq 0,15 E/f_y \quad (2.58)$$

Onde:

As grandezas  $D$  e  $t$  foram definidas na figura 2.12

### 2.6.2.2. Método de cálculo I

Este método é similar ao da norma americana ANSI/AISC 360-05:2010. A verificação da resistência à força axial combinada com a ação de momentos fletores deve ser feita obedecendo à limitação das expressões de interação prescritas pelas equações (2.59) e (2.60).

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (2.59)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (2.60)$$

Onde:

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

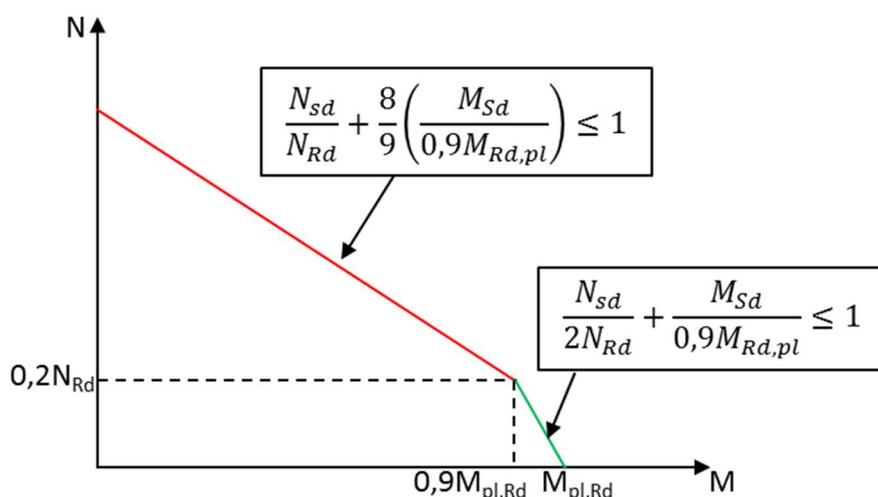
$N_{Rd}$  é a força axial de compressão resistente de cálculo, calculada de acordo com o item 2.5.1;

$M_{x,Rd}$  é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção mista, determinado de acordo com o item 2.6.1;

$M_{y,Rd}$  é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção mista, determinado de acordo com o item 2.6.1;

A figura 2.13 mostra a curva de interação para o método de cálculo I, que representa as equações (2.59) e (2.60) em forma gráfica, na hipótese de momento fletor em relação a um dos eixos.

Figura 2.13 - Diagrama de interação – Momento fletor x força axial – Método de Cálculo I



Fonte: MOULIN: 2013.

Nota: Figura adaptada pelo autor.

### 2.6.2.3. Método de cálculo II

Este método tem como base o procedimento do EN 1994-1-1:2004.

A verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita a partir da expressão (2.61).

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0 \quad (2.61)$$

Onde:

$\mu_x$  é um coeficiente igual a:

Para  $N_{Sd} \geq N_{pl,c,Rd}$ :

$$\mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \quad (2.62)$$

Para  $N_{pl,c,Rd}/2 \leq N_{Sd} < N_{pl,c,Rd}$ :

$$\mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \left(\frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad (2.63)$$

Para  $0 \leq N_{Sd} < N_{pl,c,Rd}/2$ :

$$\mu_x = 1 + \frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1\right) \quad (2.64)$$

Onde:

$\mu_y$  é um coeficiente calculado da mesma forma que  $\mu_x$ , trocando-se as grandezas referentes a x por y;

$N_{pl,c,Rd}$  é a força axial resistente de cálculo do concreto à plastificação;

$N_{pl,Rd}$  é a força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, conforme item 2.5.1;

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

$M_{c,x}$  e  $M_{c,y}$  são dados, respectivamente, por  $0,9M_{pl,x,Rd}$  e  $0,9M_{pl,y,Rd}$ , onde os momentos fletores resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos x e y (respectivamente,  $M_{pl,x,Rd}$  e  $M_{pl,y,Rd}$ ) são obtidos segundo a equação (2.51);

$M_{d,x}$  e  $M_{d,y}$  são dados, respectivamente, por  $0,8M_{max,pl,x,Rd}$  e  $0,8M_{max,pl,y,Rd}$ , onde os momentos fletores máximos resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos centroidais  $x$  e  $y$ . Caso  $M_{d,x}$  seja menor que  $M_{c,x}$ , então  $M_{d,x}$  deve ser tomado igual a  $M_{c,x}$ . O mesmo deve ser feito em relação a  $M_{d,y}$  e  $M_{c,y}$ ;

$M_{x,tot,Sd}$  e  $M_{y,tot,Sd}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, respectivamente, em relação aos eixos  $x$  e  $y$ , dados nas equações (2.66) e (2.67).

O momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo,  $M_{max,pl,Rd}$ , em relação ao eixo  $x$  ou ao eixo  $y$  (respectivamente,  $M_{max,pl,x,Rd}$  e  $M_{max,pl,y,Rd}$ ) de seções mistas duplamente simétricas pode ser calculado pela equação (2.65).

$$M_{max,pl,Rd} = f_{yd}Z_a + 0,5f_{cd1}Z_c + f_{sd}Z_s \quad (2.65)$$

Onde:

As grandezas  $f_{yd}$ ,  $Z_a$ ,  $f_{cd1}$ ,  $Z_c$ ,  $f_{sd}$  e  $Z_s$  definidas conforme o item 2.6.1.

Os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, caso não seja feita análise mais rigorosa, podem ser determinados pelas equações (2.66) e (2.67).

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd} \quad (2.66)$$

$$M_{y,tot,Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd} \quad (2.67)$$

Onde:

$M_{x,Sd}$  e  $M_{y,Sd}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo e  $M_{x,i,Sd}$  e  $M_{y,i,Sd}$  são os momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar, respectivamente em relação aos eixos  $x$  e  $y$ , determinados pelas equações (2.68) e (2.69).

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_x}{200 \left( 1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}} \right)} \quad (2.68)$$

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd} L_y}{150 \left( 1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}} \right)} \quad (2.69)$$

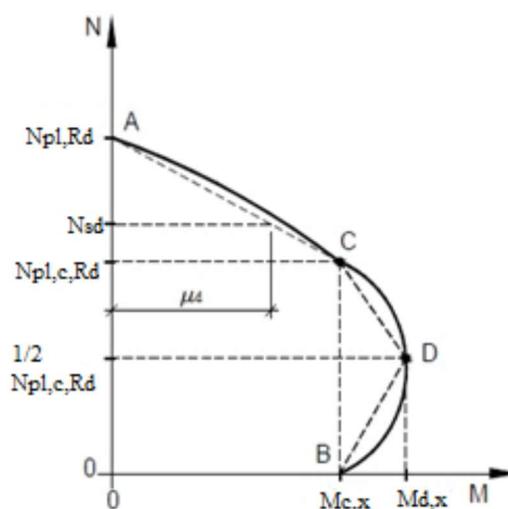
Onde:

$L$  é o comprimento destravado do pilar entre contenções laterais,  $N_e$  é a força axial de flambagem elástica. Os subscritos  $x$  e  $y$  referem-se à flexão em relação aos eixos mostrados nas figuras 2.9, 2.10 e 2.12, com  $(EI)_{e,x}$  e  $(EI)_{e,y}$  determinados conforme item 2.5.1.

Ao se entrar com os valores de  $M_{x,tot,Sd}$  e  $M_{y,tot,Sd}$  na equação de interação (2.61), deve-se considerar o momento devido às imperfeições ao longo do pilar em relação apenas a um dos eixos, o que levar ao resultado mais desfavorável. Isso implica que se  $M_{x,i,Sd}$  for considerado com seu valor diferente de zero,  $M_{y,i,Sd}$  deve ser tomado igual a zero, e vice-versa.

A figura 2.14 mostra a curva de interação para o método de cálculo II, que representa as equações (2.62) a (2.64) em forma gráfica.

Figura 2.14 - Diagrama de interação – Momento fletor x força axial – Método de Cálculo II



Fonte: MOULIN (2013)

### 2.6.2.4. Método de cálculo III

Este método é abordado na ABNT NBR 16239:2013 e consiste de uma adaptação do método de cálculo II.

A verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita por meio das seguintes expressões, a que for aplicável:

$$\begin{aligned} & \text{Para } N_{Sd} \leq N_{c,Rd} \\ & \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \end{aligned} \quad (2.70)$$

$$\begin{aligned} & \text{Para } N_{Sd} > N_{c,Rd} \\ & \frac{N_{Sd} - N_{c,Rd}}{N_{Rd} - N_{c,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \end{aligned} \quad (2.71)$$

Onde:

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

$N_{c,Rd}$  é a força axial de compressão resistente de cálculo referente apenas à parcela do concreto, dada pelo produto  $\chi N_{pl,c,Rd}$ , com essas duas grandezas determinadas de acordo a ABNT NBR 8800:2008, mas adotando-se a modificação para o cálculo da rigidez efetiva à flexão, conforme equação (2.72);

$N_{Rd}$  é a força axial de compressão resistente de cálculo, dada pelo produto  $\chi N_{pl,Rd}$ , com essas duas grandezas determinadas de acordo a ABNT NBR 8800 (2008) mas adotando-se a modificação para o cálculo da rigidez efetiva à flexão, conforme equação (2.72);

$M_{x,Sd}$  e  $M_{y,Sd}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo, em relação aos eixos x e y, respectivamente, da seção transversal do pilar misto;

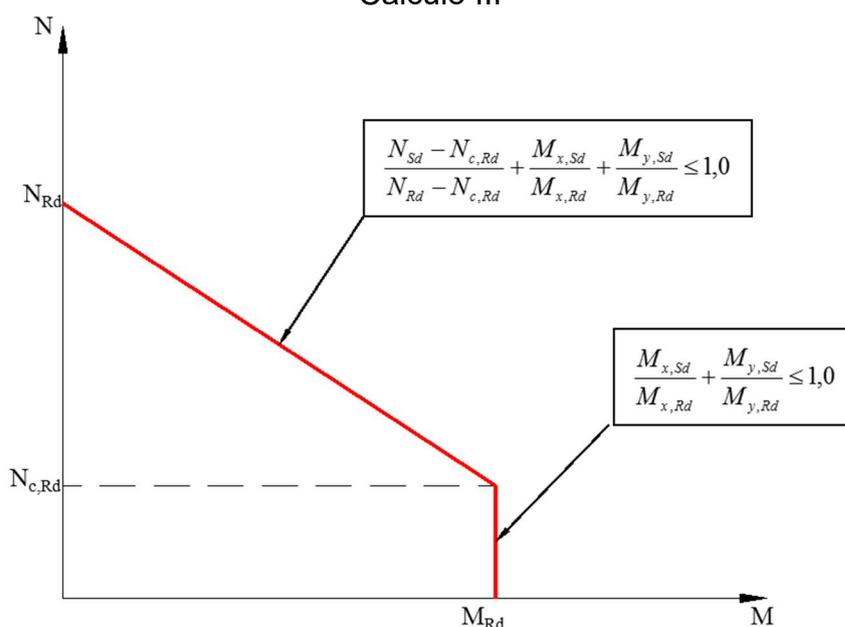
$M_{x,Rd}$  e  $M_{y,Rd}$  são os momentos fletores resistentes de cálculo, em relação aos eixo x e y da seção transversal do pilar misto, dados por  $0,9M_{pl,x,Rd}$  e  $0,9M_{pl,y,Rd}$ , respectivamente;

$M_{pl,x,Rd}$  e  $M_{pl,y,Rd}$  são os momentos fletores de plastificação de cálculo, em relação aos eixos  $x$  e  $y$  da seção transversal do pilar misto, respectivamente, obtidos de acordo com o item 2.6.1.

$$(EI)_e = E_a EI_a + 0,7 E_c I_c + E_s I_s \quad (2.72)$$

A figura 2.15 ilustra a curva de interação para o método de cálculo III, que representa as equações (2.70) e (2.71) em forma gráfica, na hipótese de momento fletor em relação a um dos eixos. Comparando as figuras 2.14 e 2.15, pode-se notar que existiria uma semelhança entre elas se os pontos B, C e D da figura 2.14 fossem alinhados, ou seja, possuísem a mesma abscissa. Daí vale a observação de que o método de cálculo III provém de uma simplificação do método de cálculo II.

Figura 2.15 - Diagrama de interação – Momento fletor x força axial – Método de Cálculo III



Fonte: MOULIN (2013).

### 2.6.3. Momento fletor resistente de cálculo conforme a EN 1994-1-1:2004

Ao contrário da ABNT NBR 8800:2008, o EN 1994-1-1:2004 não fornece a formulação de cálculo do  $M_{Rd}$ , entretanto para a verificação à flexo-compressão é

necessário o cálculo do  $M_{pl,Rd}$ , onde pode-se concluir que a distribuição plástica de tensões na seção mista deve ser utilizada.

### 2.6.3.1. Resistência à flexo-compressão

A verificação à flexo-compressão prescrita pelo EN 1994-1-1:2004 é dada pela equação (2.73).

$$\frac{M_{Sd}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (2.73)$$

A verificação à flexo-compressão oblíqua pelo EN 1994-1-1:2004 deve atender à equação (2.74).

$$\frac{M_{Sd,x}}{\mu_{d,x} M_{pl,x,Rd}} + \frac{M_{Sd,y}}{\mu_{d,y} M_{pl,y,Rd}} \leq 1 \quad (2.74)$$

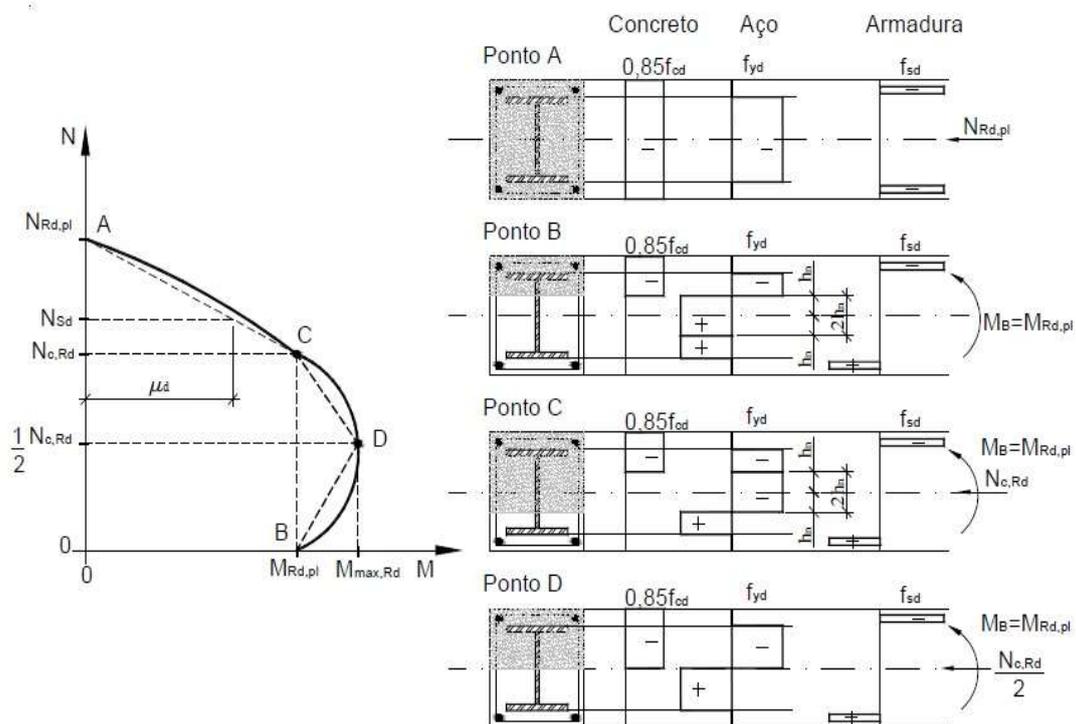
onde  $\mu_{d,x}$  e  $\mu_{d,y}$  são obtidos graficamente, com o auxílio da figura 2.16.

$M_{Sd}$  é o maior momento fletor ao longo do pilar já considerando imperfeições e efeitos de segunda ordem,  $\alpha_M$  é igual a 0,90 para aço graus S235 e S355 e 0,80 para aço graus S429 e S460.<sup>2</sup>

A figura 2.16 mostra a curva de interação do EN 1994-1-1:2004. Comparando a figura 2.14 do método de cálculo II da ABNT NBR 8800:2008 com a figura 2.16, conclui-se que os métodos são iguais, com exceção das abscissas dos pontos B, C e D. No método de cálculo II, as abscissas dos pontos B e C tem o valor de  $M_{c,x} = 0,9 M_{pl,Rd}$  e a abscissa do ponto D tem o valor de  $M_{d,x} = 0,8 M_{pl,max,Rd}$ , enquanto pelo EN 1994-1-1:2004, essas abscissas correspondem respectivamente a  $M_{pl,Rd}$  e  $M_{pl,max,Rd}$ . Nota-se então um caráter mais conservador da ABNT NBR 8800:2008.

<sup>2</sup> Aços tipo S235, S355, S240 e S460 possuem tensão de escoamento de 235, 355, 420 e 460 N/mm<sup>2</sup> respectivamente

Figura 2.16 - Diagrama de Interação Linear – Momento Fletor x Força Axial



Fonte: EN 1994-1-1:2004

### **3. DEFINIÇÃO E AFERIÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA**

#### **3.1. Introdução**

A fim de alcançar os objetivos propostos para o presente trabalho foram elaborados modelos numéricos utilizando o método dos elementos finitos para a simulação do comportamento estrutural de pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares. Os resultados numéricos de resistência à compressão e à flexo-compressão foram confrontados com os resultados experimentais obtidos por outros pesquisadores.

O item 3.2 apresenta uma breve explanação sobre o programa de elementos finitos utilizado na modelagem numérica. O item 3.3 traz informações a respeito do trabalho experimental desenvolvido por Dundu (2012), o qual foi utilizado para validar os modelos numéricos submetidos a carregamento axial centrado e os ensaios de Portolés *et al.* (2011), que foram utilizados para validar os modelos numéricos submetidos a carregamento excêntrico.

O item 3.4 discorre sobre os modelos numéricos para as duas situações de carregamento analisadas, sendo apresentados e justificados a escolha dos elementos utilizados, as relações constitutivas dos materiais aço e concreto, o processo de geração da malha de elementos finitos e as condições de contorno.

Por fim, no item 3.5, os resultados das simulações numéricas são confrontados com os resultados experimentais de Dundu (2012) e Portolés *et al.* (2011).

#### **3.2. Sobre o programa utilizado**

A análise numérica foi feita com o auxílio do programa comercial Ansys 14.0 (2011). Este programa permite a modelagem e a solução de problemas em diversas áreas. São possíveis análises de problemas estruturais, térmicos (transferência de calor), eletro-magnéticos e fluido-dinâmicos, bem como a interação de alguma destas áreas

em um problema multidisciplinar. No campo estrutural são possíveis análises estáticas, dinâmicas, de estabilidade de estruturas, entre outras. Além disso, podem ser feitas abordagens não lineares, tanto físicas quanto geométricas. Devido a estas potencialidades, o Ansys 14.0 (2011) vem sendo muito utilizado pela comunidade científica tanto a nível nacional como internacional.

### **3.3. Trabalhos experimentais utilizados na aferição**

#### **3.3.1. Trabalho de Dundu (2012)**

O trabalho experimental que foi utilizado para a validação dos modelos numéricos com carregamento axial centrado é o de Dundu (2012). A modelagem numérica reproduziu os protótipos S1-2, S1-3 e S1-4, em destaque na tabela 3.1, onde podem ser vistas as propriedades mecânicas dos materiais de todos os pilares mistos de aço e concreto ensaiados por Dundu (2012).

Os perfis tubulares dos protótipos de Dundu (2012) foram preenchidos por quatro camadas de concreto, sendo que entre uma camada e outra ocorreu a vibração deste material, a fim de eliminar o ar incorporado. Após a concretagem foi realizada a cura do concreto por 28 dias. Decorrido este tempo, a face superior dos pilares mistos aço e concreto foram niveladas, para garantir que o carregamento fosse aplicado simultaneamente no núcleo de concreto e nas paredes do tubo de aço.

A figura 3.1 exhibe os experimentos realizados por Dundu (2012), o qual ensaiou pilares mistos tubulares circulares de aço e concreto com diâmetro variando de 114,85 a 193,7 mm, com espessura da parede do tubo entre 3 e 3,5 mm, comprimentos de 1,0 a 2,5 m, com intervalo de 0,5 m. Os protótipos possuíam uma placa rígida e espessa na parte superior dos pilares, responsável por transmitir a força aplicada pela máquina de ensaio simultaneamente para o núcleo de concreto e a parede do tubo de aço. Quatro transdutores de deslocamento linear (LVDT) foram instalados a meia altura dos protótipos, dispostos a cada 90° em torno do diâmetro

do tubo, a fim de mensurarem o deslocamento lateral durante o ensaio, para quantificar as magnitudes dos momentos de segunda ordem.

Tabela 3.1 - Propriedades dos materiais ensaiados por Dundu (2012)

Séries	Protótipo	Tubo de Aço						Concreto
		$D$ (mm)	$L$ (m)	$t$ (mm)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$E$ (GPa)	$f_{ck}$ (MPa)
Series 1	S1-1	114,85	1,0	3,0	354,05	432,35	206,50	40,3
	S1-2	114,85	1,5	3,0	354,05	432,35	206,50	
	S1-3	114,85	2,0	3,0	354,05	432,35	206,50	
	S1-4	114,85	2,5	3,0	354,05	432,35	206,50	
	S1-5	127,3	1,0	3,0	345,20	430,40	209,00	
	S1-6	127,3	1,5	3,0	345,20	430,40	209,00	
	S1-7	127,3	2,0	3,0	345,20	430,40	209,00	
	S1-8	127,3	2,5	3,0	345,20	430,40	209,00	
	S1-9	139,2	1,0	3,0	361,95	457,85	208,05	
	S1-10	139,2	1,5	3,0	361,95	457,85	208,05	
	S1-11	139,2	2,0	3,0	361,95	457,85	208,05	
	S1-12	139,2	2,5	3,0	361,95	457,85	208,05	
Serie 2	S2-1	152,4	1,0	3,0	488,20	549,60	206,70	30,9
	S2-2	152,4	1,5	3,0	488,20	549,60	206,70	
	S2-3	152,4	2,0	3,0	488,20	549,60	206,70	
	S2-4	152,4	2,5	3,0	394,30	480,20	206,70	
	S2-5	165,1	1,0	3,0	438,20	500,90	204,60	
	S2-6	165,1	1,5	3,0	438,20	500,90	204,60	
	S2-7	165,1	2,0	3,0	438,20	500,90	204,60	
	S2-8	165,1	2,5	3,0	430,30	480,15	201,60	
	S2-9	193,7	1,0	3,0	398,80	479,10	207,70	
	S2-10	193,7	1,5	3,5	398,80	479,10	207,70	
	S2-11	193,7	2,0	3,5	398,80	479,10	207,70	
	S2-12	193,7	2,5	3,5	392,20	470,80	206,80	

Fonte: Dundu (2012).

Nota: Tabela adaptada pelo autor.

Segundo Dundu (2012) vários modos de falhas de pilares mistos foram observados nos diferentes comprimentos dos protótipos, figura 3.2 Na série 1, todos os pilares mistos falharam por flambagem global, com pequena incidência dessa flambagem próxima ao centro dos pilares. Entretanto, na série 2, os pilares mistos com comprimento de 1,0 e 1,5 m falharam pelo esmagamento do concreto acompanhado de escoamento do tubo de aço. O índice de esbeltez era pequeno para promover a

instabilidade global dos protótipos. A presença do concreto previne a ocorrência da flambagem para o lado interno do perfil tubular. Protuberâncias perto da extremidade superior dos pilares nas figuras 3.2 (a) e 3.2(b) são evidências claras de ocorrência de flambagem local.

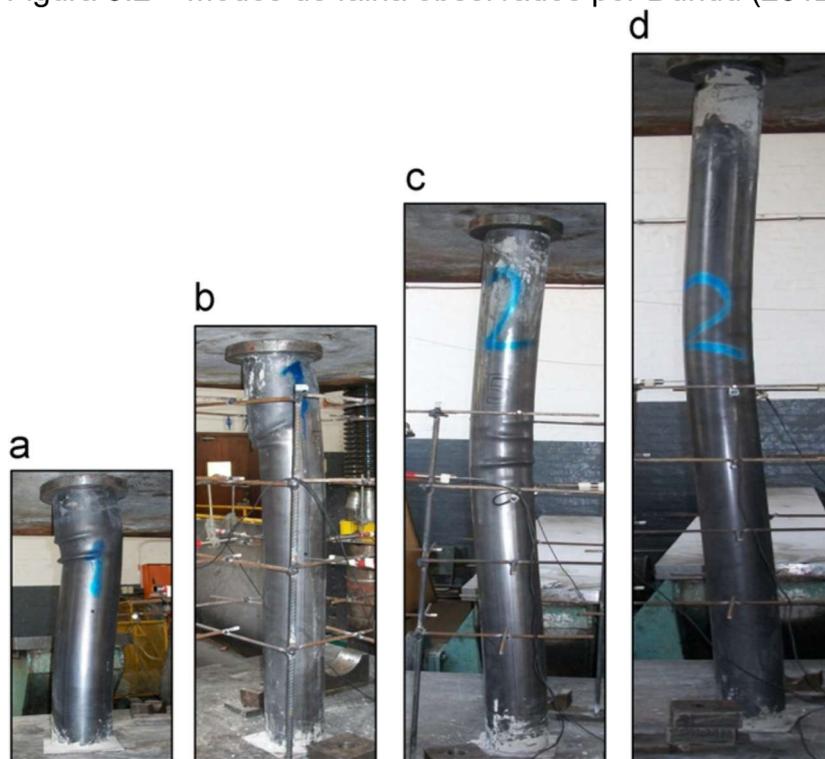
Dundu (2012) ainda afirma que onde foi percebida a ocorrência de flambagem local, notou-se que primeiramente ocorreu o esmagamento do núcleo de concreto, seguida pela flambagem da parede do tubo de aço. Similar a série 1, os pilares esbeltos da série 2 (2,0 e 2,5 m) exibiram tensão radial insuficiente na seção de aço para confinar o concreto, causando a falha dos pilares por flambagem local. Pilares mistos com grandes razões  $D/t$  experimentaram maiores níveis de flambagem local combinado com esmagamento do concreto em comparação com aqueles com pequenas razões  $D/t$ .

Figura 3.1 - Ensaio experimental usado para validação do modelo de compressão centrada.



Fonte: Dundu (2012).

Figura 3.2 – Modos de falha observados por Dundu (2012)



Fonte: Dundu (2012).

### 3.3.2. Trabalho de Portolés *et al.* (2011)

O trabalho experimental que foi utilizado para a validação dos modelos numéricos com carregamento excêntrico é o de Portolés *et al.* (2011). A modelagem numérica reproduziu o protótipo C100-3-2-30-20-1, em destaque na tabela 3.2, onde podem ser vistas as características de todos os pilares mistos de aço e concreto ensaiados por Portolés *et al.* (2011).

Os ensaios experimentais realizados por Portolés *et al.* (2011) simularam pilares biapoiados, com o carregamento axial possuindo a mesma excentricidade nas duas extremidades do corpo-de-prova, de tal forma que os pilares foram submetidos a uma curvatura simples de momento. No topo dos pilares foram soldadas placas de aço para que houvesse um contato perfeito entre o núcleo de concreto e o aço do perfil tubular, a fim de que a carga aplicada pela máquina de ensaio fosse transmitida simultaneamente para o núcleo de concreto e o perfil tubular.

Dependendo do comprimento do pilar estes foram ensaiados na vertical ou na horizontal.

Tabela 3.2 - Propriedades dos materiais ensaiados por Portolés *et al.* (2011)

Identificação	$D$ (mm)	$t$ (mm)	$L$ (mm)	$e$ (mm)	$f_y$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)
C100-3-2-30-20-1	100,0	3	2135	20,0	322,0	32,7
C100-3-2-30-50-1	100,0	3	2135	50,0	322,0	34,5
C100-3-2-70-20-1	100,0	3	2135	20,0	322,0	65,8
C100-3-2-70-50-1	100,0	3	2135	50,0	322,0	71,6
C100-3-2-90-20-1	100,0	3	2135	20,0	322,0	95,6
C100-3-2-90-50-1	100,0	3	2135	50,0	322,0	93,0
C100-3-3-00-20-1	100,0	3	3135	20,0	325,0	0,0
C100-3-3-00-50-1	100,0	3	3135	50,0	325,0	0,0
C100-3-3-30-20-1	100,0	3	3135	20,0	322,0	39,4
C100-3-3-30-50-1	100,0	3	3135	50,0	322,0	36,7
C100-3-3-70-20-1	100,0	3	3135	20,0	322,0	71,7
C100-3-3-70-50-1	100,0	3	3135	50,0	322,0	79,6
C100-3-3-90-20-1	100,0	3	3135	20,0	322,0	94,6
C100-3-3-90-50-1	100,0	3	3135	50,0	322,0	90,4
C100-5-2-00-20-1	101,6	5	2135	20,0	320,0	0,0
C100-5-2-00-50-1	100,0	5	2135	50,0	322,0	0,0
C100-5-2-30-20-1	100,0	5	2135	20,0	322,0	35,4
C100-5-2-30-50-1	100,0	5	2135	50,0	322,0	30,5
C100-5-2-70-20-1	100,0	5	2135	20,0	322,0	70,2
C100-5-2-70-50-1	100,0	5	2135	50,0	322,0	61,0
C100-5-2-90-20-1	101,6	5	2135	20,0	320,0	95,4
C100-5-2-90-50-1	101,6	5	2135	50,0	320,0	81,7
C100-5-3-30-20-1	101,6	5	3135	20,0	320,0	38,7
C100-5-3-30-50-1	101,6	5	3135	50,0	320,0	39,6
C100-5-3-70-20-1	101,6	5	3135	20,0	320,0	71,9
C100-5-3-70-50-1	101,6	5	3135	50,0	320,0	72,5
C100-5-3-90-20-1	101,6	5	3135	20,0	320,0	86,4
C100-5-3-90-50-1	101,6	5	3135	50,0	320,0	96,7
C125-5-3-90-20-1	125,0	5	3135	20,0	322,0	88,0
C125-5-3-90-50-1	125,0	5	3135	50,0	322,0	97,0
C160-6-3-90-20-1	160,1	5,7	3135	20,0	322,0	87,4
C160-6-3-70-50-1	160,1	5,7	3135	50,0	322,0	74,8
C160-6-3-90-50-1	160,1	5,7	3135	50,0	322,0	98,5

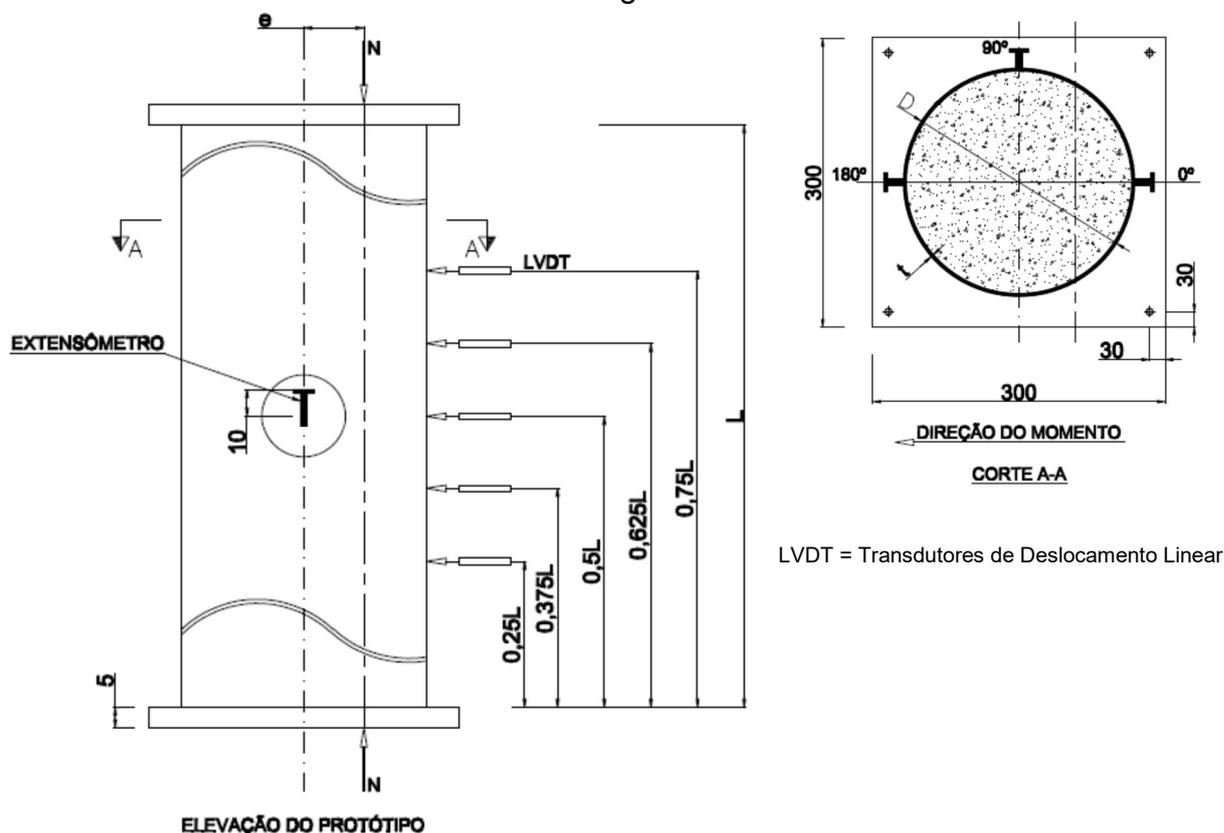
Fonte: Portolés *et al.* (2011)

Nota: Tabela adaptada pelo autor.

Portolés *et al.* (2011) selecionaram espessuras de tubos de modo que a flambagem local fosse evitada, de acordo com as formulações propostas pelo EN 1994-1-1:2004.

As figuras 3.3, 3.4 e 3.5 mostram os detalhes dos ensaios realizados por Portolés *et al.* (2011). Os protótipos de Portolés *et al.* (2011) contemplavam pilares mistos tubulares de aço e concreto com diâmetro variando de 100,0 a 160,1 mm, espessura da parede do tubo entre 3 e 5,7 mm, comprimentos de 2,135 e 3,135 m. Conforme comentado anteriormente estes possuíam duas placas rígidas e espessas na parte superior e inferior dos pilares, responsáveis em transmitir a força aplicada pela máquina de ensaio simultaneamente para o núcleo de concreto e a parede do tubo de aço. Conforme é mostrado na figura 3.3 cinco transdutores de deslocamento linear (LVDT) foram instalados em cinco níveis diferentes do comprimento do protótipo, a saber:  $0,25L$ ,  $0,375L$ ,  $0,5L$ ,  $0,625L$  e  $0,75L$ , onde  $L$  representa o comprimento total do pilar ensaiado. Estes transdutores tinham a função de mensurar a deflexão lateral do protótipo durante o ensaio. Adicionalmente foram instalados três extensômetros a meia altura do pilar, dispostos perpendicularmente entre si, com o objetivo de medir as deformações longitudinal e transversal nesse ponto.

Figura 3.3 - Seção transversal e vista lateral do modelo para calibração do modelo numérico com carregamento excêntrico

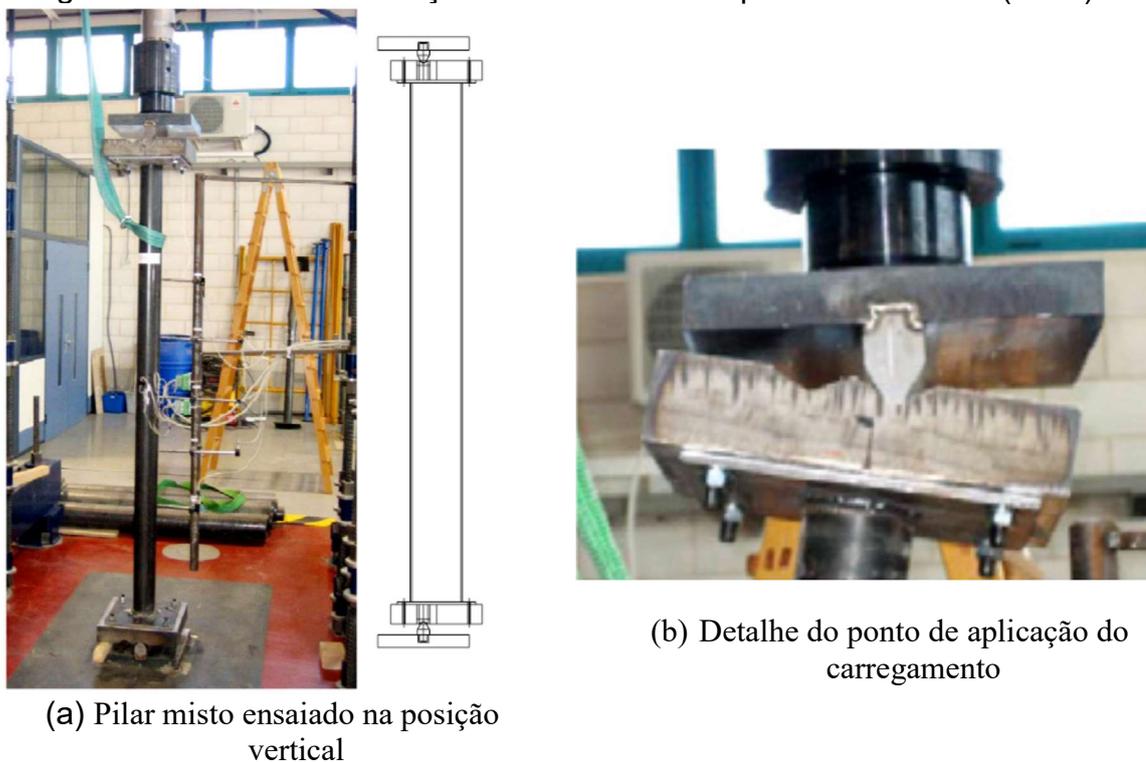


Fonte: Portolés *et al.* (2011).

Nota: Figura adaptada pelo autor.

Como são mostrados nas figuras 3.4 e 3.5, dependendo do seu comprimento, os protótipos foram ensaiados em máquinas de aplicação de carga na posição horizontal ou vertical. As excentricidades foram aplicadas em ambas as extremidades, para que os pilares fossem submetidos a uma curvatura simples de momento. Para tal foram confeccionados dispositivos especiais em formato de pinos, os quais variavam o ponto de aplicação da força em 20 ou 50 mm em relação a um dos eixos.

Figura 3.4 - Pilar misto de aço concreto ensaiado por Portoles *et al.* (2011)



Fonte: Portolés *et al.* (2011).

Figura 3.5 - Pilar misto de aço concreto ensaiado na horizontal.



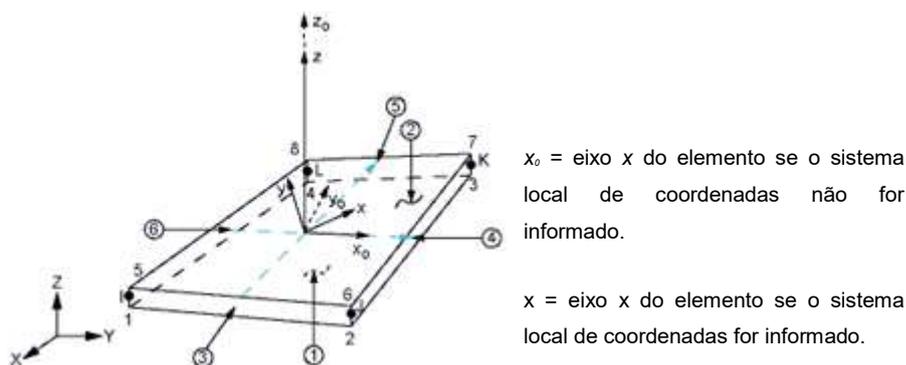
Fonte: Portolés *et al.* (2011).

### 3.4. Modelos numéricos

#### 3.4.1. Elementos utilizados

Para representar o perfil de aço tubular foi utilizado o elemento de casca Shell181, que é adequado para a análise de estruturas de cascas de espessuras finas a moderadas, possui quatro nós e seis graus de liberdade em cada nó: translações e rotações nas direções  $x$ ,  $y$ , e  $z$ . Este elemento é ideal para realizar análises linear, não-linear, grandes rotações e grandes deslocamentos. Ainda pode-se definir o material como linear elástico e elastoplástico. Para finalizar, o critério de escoamento de von Mises pode ser utilizado quando o material for considerado isotrópico, podendo-se optar por uma das três opções: BISO (Bilinear ISOtrópico), MISO (Multilinear ISOtrópico) ou NLISO (Não-Linear ISOtrópico).

Figura 3.6 - Elemento de placa Shell181

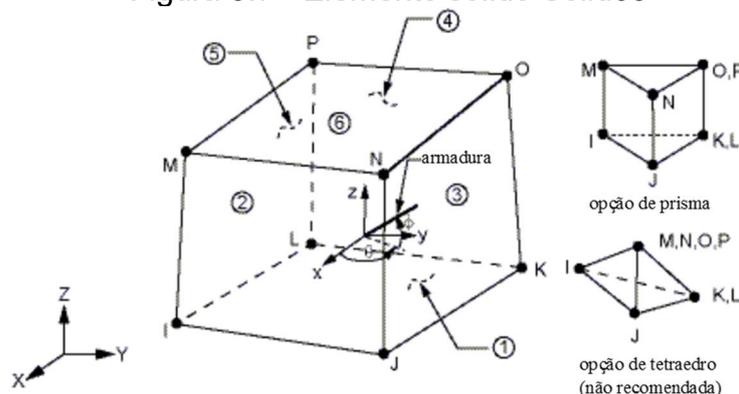


Fonte: Ansys 14.0 (2011).

Nota: Figura adaptada pelo autor.

Para representar o material concreto foi utilizado o elemento Solid65, pois este é usado para modelagem de sólidos em três dimensões podendo ser utilizadas barras de armadura, conforme é empregado no concreto armado. Este elemento é tridimensional formado por oito nós com três graus de liberdade em cada nó: translações nodais nas direções dos eixos coordenados  $x$ ,  $y$ , e  $z$ . Destaca-se pela capacidade de simular tanto a fissuração do concreto em regiões tracionadas, quanto o esmagamento em áreas comprimidas. O aspecto mais importante deste elemento é o tratamento não linear das propriedades dos materiais, pois considera a fissuração (em até três direções ortogonais), o esmagamento, a plasticidade e a fluência.

Figura 3.7 - Elemento sólido Solid65



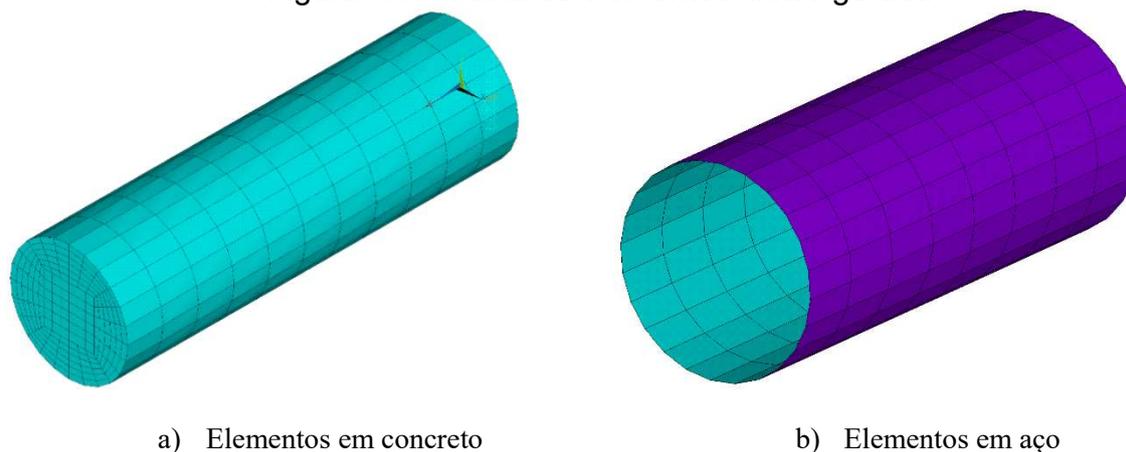
Fonte: Ansys 14.0 (2011).

Nota: Figura adaptada pelo autor.

Na modelagem no Ansys 14.0 (2011), criou-se duas malhas em elementos finitos: uma sólida com elementos de concreto para formar o núcleo do pilar misto e outra

na forma de casca com elementos de aço do perfil tubular externo. O Ansys 14.0 (2011) possui duas alternativas para a geração da malha de elementos finitos, livre ou mapeada. A malha livre é gerada automaticamente pelo programa enquanto a malha mapeada é definida pelo usuário, que estabelece a forma e o tamanho dos elementos. Optou-se pela geração mapeada da malha de elementos finitos.

Figura 3.8 - Malha de elementos finitos gerada



Fonte: Autor.

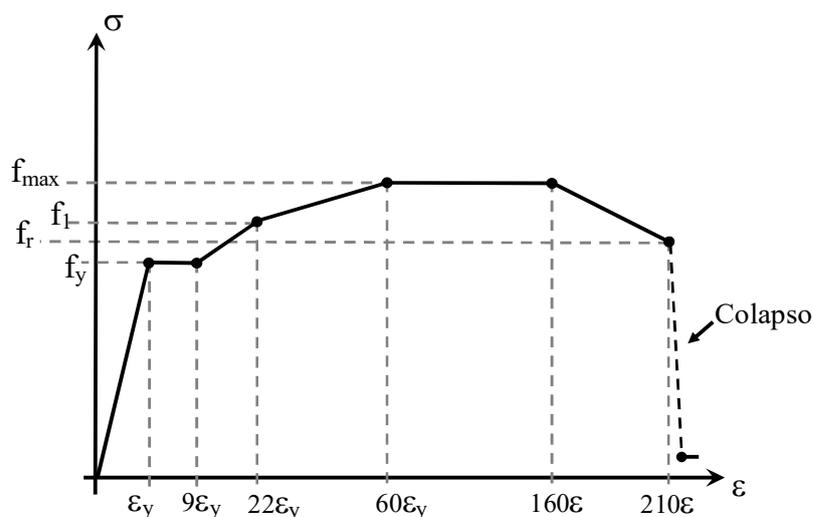
### 3.4.2. Relações constitutivas e propriedades dos materiais

#### 3.4.2.1. Aço

As propriedades mecânicas adotadas para o aço foram as obtidas dos ensaios experimentais, excetuando o caso do modelo que retratava o protótipo de Portolés *et al.* (2011) pois a resistência à ruptura e o módulo de elasticidade não foram apresentados. Nesse caso, utilizou-se os valores sugeridos pelo EN 1994-1-1:2004.

O comportamento uniaxial do aço do perfil tubular foi descrito pela curva tensão-deformação proposta por Maggi (2004). A plasticidade do aço foi definida pelo critério de von Mises com regra de encruamento isotrópico, tipo MISO (Multilinear ISOtrópico). O coeficiente de Poisson do aço foi tomado igual a 0,3.

Figura 3.9 - Modelo constitutivo do aço



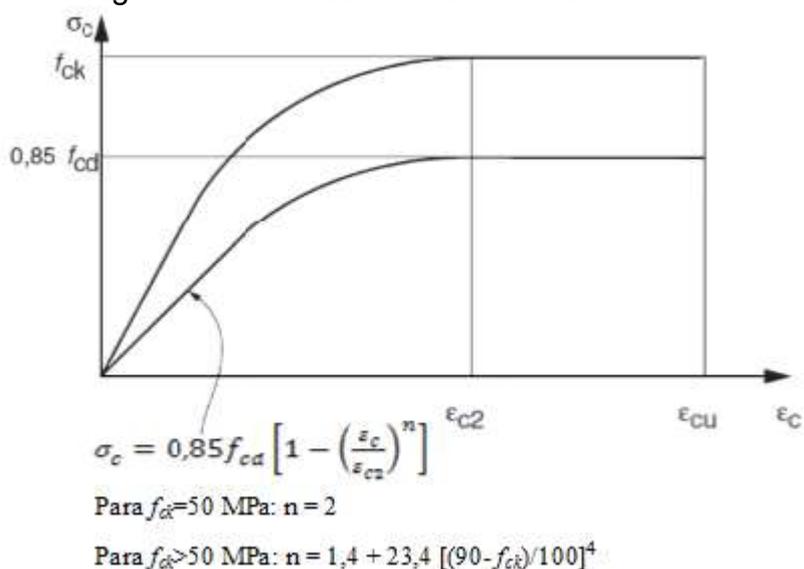
Fonte: Maggi. (2004).

### 3.4.2.2. Concreto

O concreto foi modelado utilizando-se as propriedades de resistência à compressão medidas experimentalmente por Portolés *et al.* (2011) e Dundu (2012). O comportamento uniaxial do concreto foi descrito pela curva tensão-deformação da ABNT NBR 6118:2014, figura 3.10 e o módulo de elasticidade foi calculado pelas equações (2.9) e (2.10).

O critério de falha de Willam-Warnke, “*default*” do elemento Solid65, foi adotado para o concreto, considerado neste trabalho como um material do tipo MELAS (Multilinear ELÁStico). Os coeficientes de transferência de cisalhamento para fissuras abertas e fechadas foram ajustados e tomados iguais, respectivamente, a 0,6 e 0,9, conforme sugerido por Contamine *et al.* (2011). O intervalo para esses coeficientes é de 0 a 1,0, onde 0 representa uma fissura lisa (perda completa de transferência de cisalhamento) e 1 representa uma fissura rugosa (nenhuma perda de transferência de cisalhamento).

Figura 3.10 - Modelo constitutivo do concreto



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

De maneira análoga a Queiroz (2003), o esmagamento foi desabilitado para facilitar a convergência da solução. A resistência à tração foi considerada como 10% da resistência à compressão.

### 3.4.3. Malha de elementos finitos

A precisão dos resultados obtidos em estudos que utilizam o método dos elementos finitos está diretamente relacionada com a qualidade da malha gerada no modelo. Portanto é importante garantir que os elementos tenham forma e dimensões apropriadas para a obtenção de bons resultados. No presente estudo, a malha foi gerada de maneira que os elementos de volume tivessem forma prismática com seis faces e os elementos de área tivessem forma retangular.

As dimensões ideais dos elementos foram avaliadas por meio de um estudo de sensibilidade da malha. Em teoria, quanto maior a densidade da malha, melhores serão os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos. Porém, a medida que aumenta-se a densidade, também aumenta-se o custo computacional, sendo assim se faz necessária a determinação de quão densa deverá ser a malha para obtenção de bons resultados com um custo computacional apropriado.

Para fazer este estudo, variou-se um parâmetro que define a quantidade de subdivisões em cada linha da seção transversal do modelo. A quantidade de subdivisões ao longo do comprimento foi definida como 15 vezes o número de divisões por linha da seção transversal de forma que os elementos não tivessem uma dimensão muito maior que a outra.

Foi utilizado um modelo simplificado onde não foram consideradas as não-linearidades dos materiais para se simplificar o processo. Para cada número de divisões transversais, foram verificados o número de elementos, a carga crítica de flambagem, o encurtamento máximo do pilar e a variação percentual entre os resultados obtidos na divisão atual e na anterior. Os valores obtidos estão apresentados nas figuras 3.11 e 3.12 e na tabela 3.3.

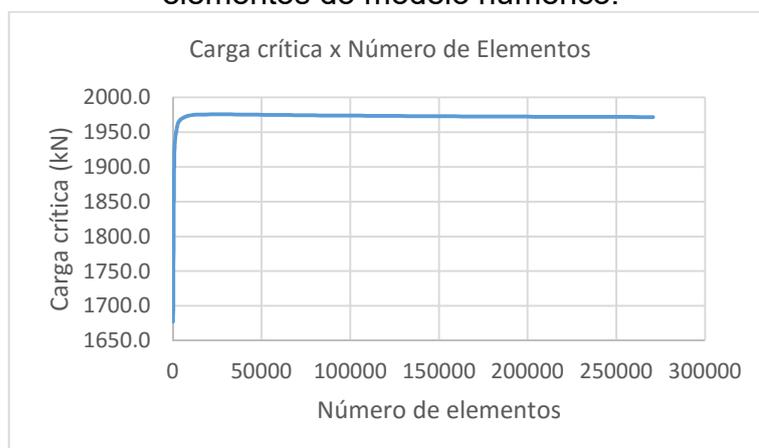
Observando-se estes resultados optou-se por utilizar seis divisões em cada linha da seção transversal (gerando um total de 19.008 elementos).

Tabela 3.3 - Valores obtidos no estudo da malha

Número de Divisões Transversais	Número de Elementos	Tempo (s)	Encurtamento (m)	Carga crítica de flambagem (kN)	Diferença Relativo do encurtamento (%)	Diferença Relativa da carga crítica (%)
1	153	0,359	0,00417	1677,5	-	-
2	912	0,594	0,00332	1922,5	-20,45	14,60
3	2727	1,313	0,00319	1961,1	-3,83	2,01
4	6048	3,469	0,00315	1970,9	-1,25	0,50
5	11325	7,000	0,00314	1974,7	-0,53	0,19
6	19008	15,031	0,00313	1975,4	-0,26	0,04
7	29547	23,672	0,00312	1975,6	-0,14	0,01
8	43392	39,984	0,00312	1975,2	-0,08	-0,02
9	60993	62,438	0,00312	1974,7	-0,04	-0,02
10	82800	98,844	0,00312	1974,0	-0,02	-0,04
11	109263	174,953	0,00312	1973,6	-0,01	-0,02
12	140832	259,500	0,00312	1973,0	0,00	-0,03
13	177957	398,078	0,00312	1972,5	0,00	-0,02
14	221088	561,828	0,00312	1972,1	0,01	-0,02
15	270675	866,250	0,00312	1971,7	0,01	-0,02

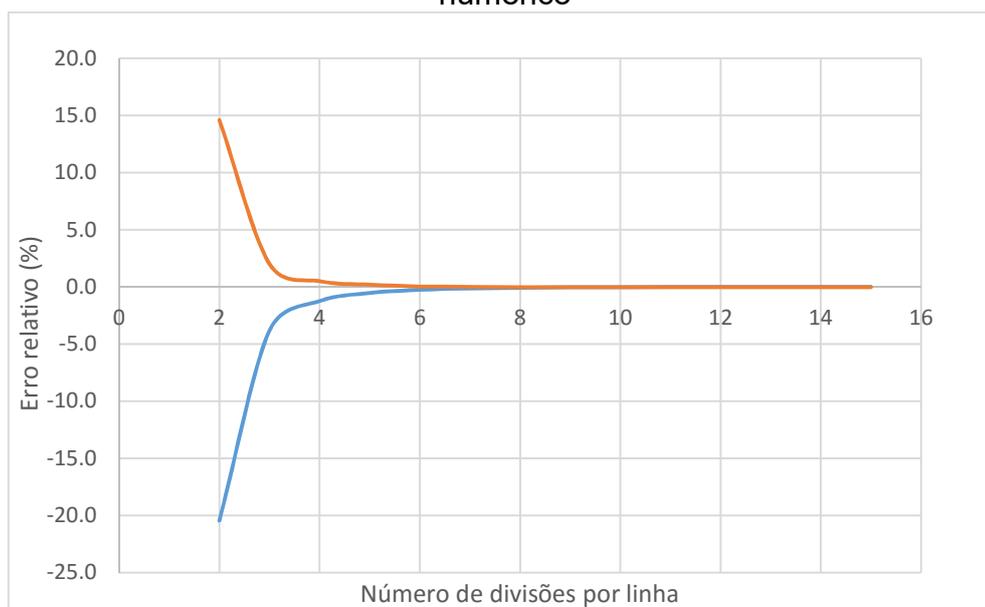
Fonte: Autor.

Figura 3.11 - Variação da carga crítica de flambagem em função do número de elementos do modelo numérico.



Fonte: Autor.

Figura 3.12 - Erro relativo em função do número de divisões por linha do modelo numérico



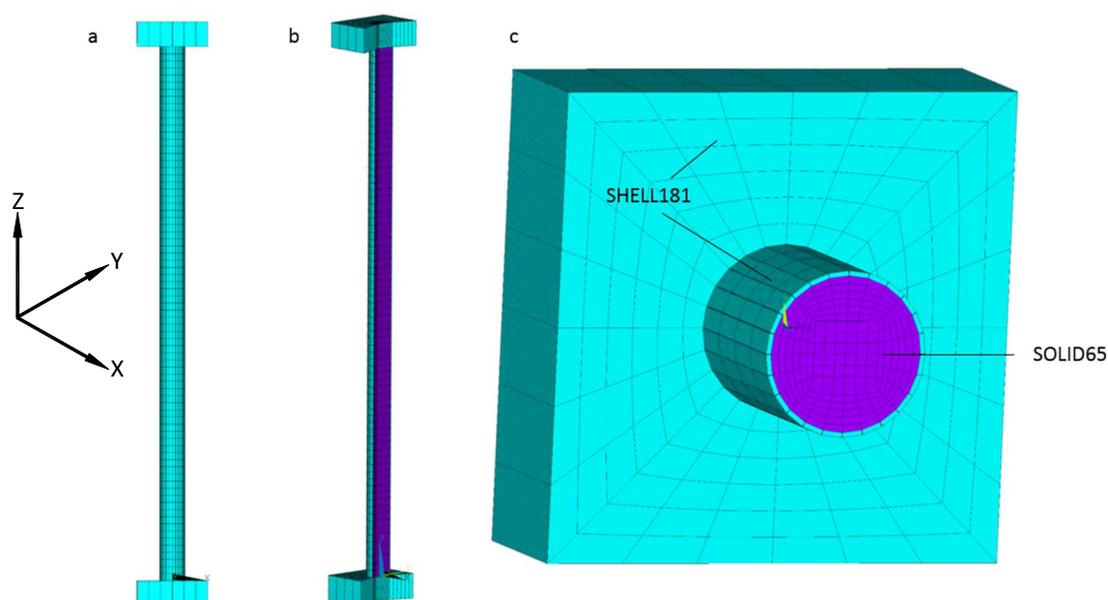
Fonte: Autor

### 3.4.4. Modelo numérico e condições de contorno

#### 3.4.4.1. Modelo numérico

A figura 3.13 mostra o modelo numérico completo com os eixos globais de referência do Ansys 14 (2014). Além do pilar misto, formado pelo núcleo de concreto e o tubo de aço, foi necessário modelar uma placa quadrada espessa de aço, utilizando o elemento Shell181, para que a transmissão da força aplicada fosse uniforme e distribuída entre os materiais componentes do pilar. A placa teve espessura igual a 100 mm e dimensões em planta variáveis, sendo estas em função da excentricidade do carregamento da seguinte forma: quando a excentricidade assumia valores menores do que o raio interno do tubo de aço, as placas superior e inferior tinham lados iguais a seis vezes o raio interno, caso a excentricidade fosse maior que o raio interno do tubo, os lados das placas seriam iguais a duas vezes esta excentricidade.

Figura 3.13 - Exemplo de modelo numérico (a) vista lateral do pilar; (b) seção longitudinal do pilar; (c) seção transversal do modelo com representação dos elementos do Ansys utilizados.

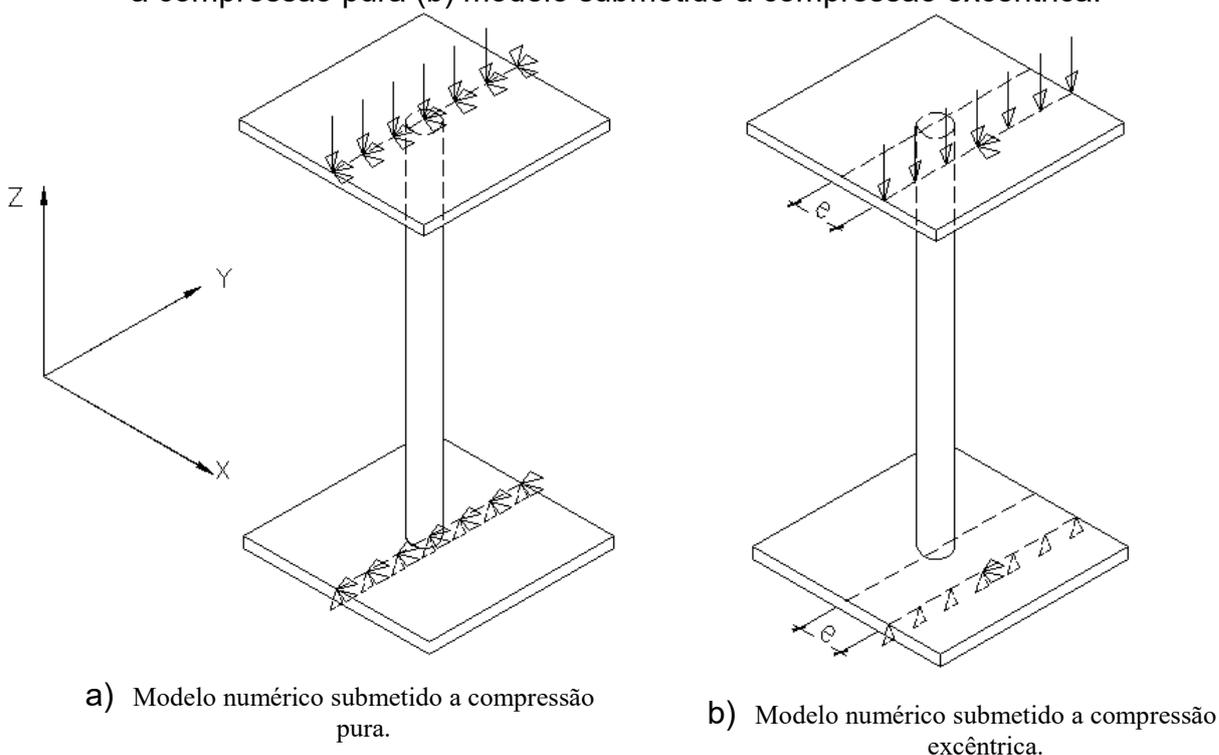


Fonte: Autor.

### 3.4.4.2. Condições de contorno dos modelos numéricos com compressão centrada

Os nós selecionados para aplicação da força são os que compõem o eixo central da placa de aço superior. Nestes mesmos nós, as translações em X e Y e a rotação em torno do eixo Z foram impedidas. Na placa inferior do pilar, os nós do eixo central tiveram as translações em todas as direções e a rotação em Z impedidas. Dessa forma, o pilar foi simulado como birrotulado, a figura 3.14(a) mostra as condições de contorno do modelo numérico submetido à compressão pura, bem como o sistema de eixos adotado.

Figura 3.14 – Condições de contorno dos modelos numéricos (a) modelo submetido à compressão pura (b) modelo submetido à compressão excêntrica.



Fonte: Autor.

### 3.4.4.3. Condições de contorno dos modelos com compressão excêntrica

Conforme é mostrado na figura 3.14 (b), os nós selecionados para aplicação da força na placa superior foram aqueles cuja distância ao centro do pilar na direção X

eram iguais à excentricidade desejada. No nó central deste eixo de aplicação de força, impediu-se as translações nas direções  $X$  e  $Y$  e a rotação na direção  $Z$ . Na placa inferior, os nós cuja distância ao centro na direção  $X$  eram iguais à excentricidade, tiveram a translação na direção  $Z$  impedida e além disso, no nó central deste eixo, as translações foram impedidas em todas as direções e a rotação em torno de  $Z$ , de forma que o pilar comportou-se como birrotulado.

### 3.4.5. Formulação da análise numérica e método de solução

A análise numérica implementada levou em consideração a teoria dos grandes deslocamentos e dois tipos de não-linearidades, a saber: não-linearidade geométrica e não-linearidade de material. Esta última foi considerada devido ao material concreto, cujos valores de resistência à compressão e à tração são diferentes e, também para atender o modelo constitutivo adotado para o material aço.

O procedimento incremental-iterativo utilizado na resolução das equações diferenciais de equilíbrio foi o de Newton Raphson total (*Full Newton-Raphson Procedure*). O número máximo de iterações para o modelo submetido à compressão pura foi tomado igual a 10, já para o modelo de compressão excêntrica a quantidade máxima de iterações foi igual a 200. Também foi utilizado neste trabalho algumas técnicas de aceleração de convergência disponíveis no Ansys 14.0 (2011), tais como Predição (*Prediction*) e *line search*. Com a opção Predição (*Prediction*) habilitada, o valor inicial da solução é determinado com base no histórico anterior, fornecendo assim uma melhor estimativa para a solução. O método *Line Search* é uma ferramenta de aprimoramento de convergência que multiplica o incremento do deslocamento calculado por um fator de escala determinado pelo programa (possuindo um valor entre 0 e 1) sempre que for detectado um enrijecimento.

A imperfeição geométrica inicial foi considerada igual a  $L/500$ , onde  $L$  é o comprimento do pilar misto analisado. Após realizações de análises que levaram em consideração  $L/300$ ,  $L/333$ ,  $L/500$  e  $L/1000$ , adotou-se o valor citado acima, pois esse foi o que apresentou a melhor concordância com os resultados experimentais

utilizados na validação. Ressalta-se ainda que os resultados numéricos obtidos com os outros valores de imperfeições iniciais apresentaram diferenças muito pequenas em relação ao modelo com imperfeição inicial  $L/500$ .

Com relação à literatura técnica, Portolés *et al.* (2011) realizou um estudo numérico o qual foi feito com o modelo de fibras, sendo utilizado os resultados de Portolés *et al.* (2011) para validar os resultados numéricos. Portolés *et al.* (2011) afirmam que segundo o EN 1994-1-1:2004 é necessário introduzir uma imperfeição inicial igual a  $L/300$ , que os autores consideraram excessiva. Galambos e Surovek (2008) apud Portolés *et al.* (2011), entretanto, sugerem uma imperfeição adicional de  $L/1000$ . Os pesquisadores afirmam que é muito difícil medir esta imperfeição em ensaios laboratoriais, de modo que o seu modelo numérico foi usado para ser ajustado. Dessa forma, os autores concluíram que os melhores ajustes entre a carga axial máxima dos ensaios e do modelo numérico são obtidos para uma imperfeição inicial de  $L/600$ .

Em outro estudo, Patel *et al.* (2013) apresentaram um modelo numérico de pilares mistos de aço e concreto tubulares, no qual consideraram as imperfeições geométricas iniciais como  $L/1000$ . Os autores justificaram o uso deste valor por meio de comparações entre os resultados numéricos obtidos e resultados experimentais de outros pesquisadores.

Quanto às análises numéricas, foram simulados alguns modelos variando os valores da imperfeição geométrica inicial. Os resultados numéricos obtidos foram comparados com os resultados experimentais de Portolés *et al.* (2011), sendo que as imperfeições geométricas iniciais iguais a  $L/500$  foram as que mais se aproximaram dos resultados experimentais, por isso no presente trabalho este foi o valor adotado. Além disso, cabe mencionar que não foram consideradas as imperfeições iniciais de material, ou seja, as tensões residuais do tubo de aço não foram modeladas.

### 3.5. Resultados numéricos e comparações com os resultados experimentais

#### 3.5.1. Modelo com compressão centrada

O item 3.4.4.1 descreveu as condições de contorno do modelo numérico utilizado para o carregamento centrado e o item 3.3.1 demonstrou as particularidades dos ensaios experimentais feitos por Dundu (2012).

Modelos numéricos simulando os protótipos de pilares comprimidos S1-2, S1-3 e S1-4 ensaiados por Dundu (2012), conforme Tabela 3.1, foram confeccionados a fim de validar os resultados computacionais. Esses protótipos eram pilares biengastados, para esses modelos numéricos, todos os nós da chapa superior foram restringidos nas direções X e Y e os nós da chapa inferior receberam restrição adicional na direção Z, Figura 3.15b. Os dados dos modelos de validação e as cargas últimas numérica e experimental estão apresentados na Tabela 3.4. Em virtude das pequenas diferenças percentuais entre os resultados numéricos e experimentais, os modelos numéricos foram considerados validados.

Figura 3.15 – Condições de Contorno dos Modelos da Validação. (a) Flexo-compressão (b) Compressão Centrada.

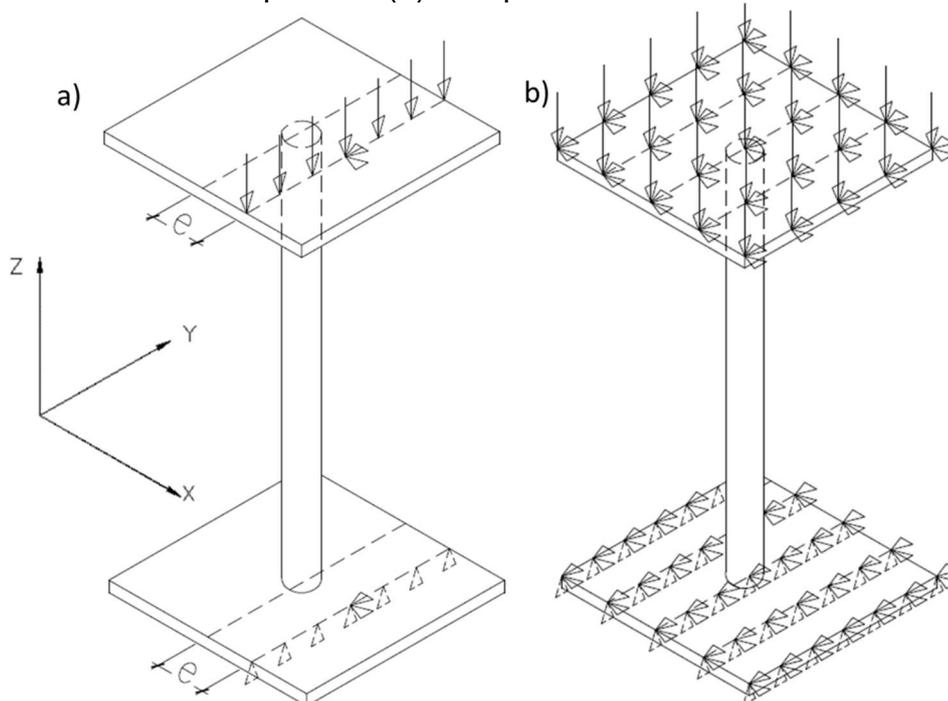


Tabela 3.4 - Dados dos modelos da validação – Compressão centrada

Protótipo	D (mm)	L (m)	$f_y$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)	$e^{(1)}$ (mm)	$P_{num}^{(2)}$ (kN)	$P_{exp}^{(3)}$ (kN)	Diferença (%)
S1-2	114,85	1,5	354,05	40,3	0	705,3	688,2	-2,4
S1-3	114,85	2,0	354,05	40,3	0	688,0	632,2	-8,1
S1-4	114,85	2,5	354,05	40,3	0	525,0	566,1	7,8

Fonte: Autor.

As figuras 3.16(a) e 3.16(b) mostram as deformadas do modelo numérico submetido à compressão pura e a do protótipo ensaiado por Dundu (2012), como pode-se notar, ambas as figuras apresentam o modo de falha caracterizado por flambagem global por flexão.

Figura 3.16 – Comparação deformação (a) numérica (b) experimental.

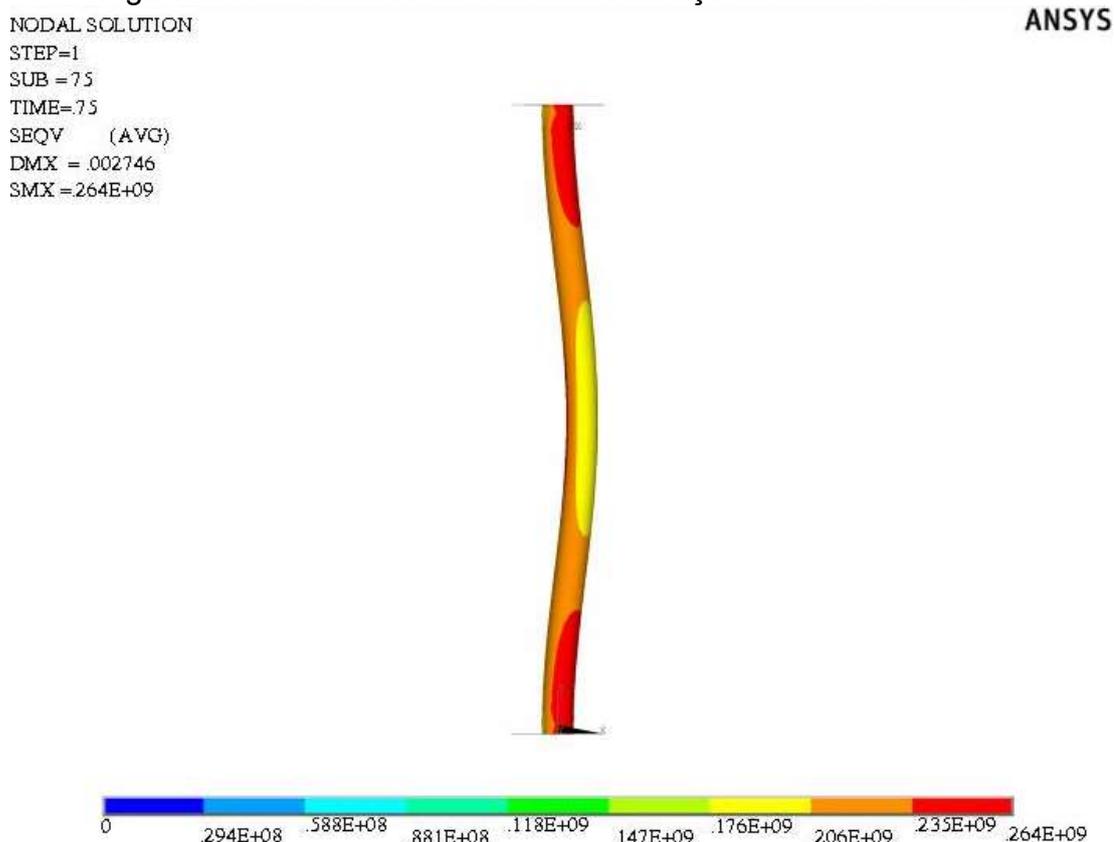


Fonte: (a) Autor, (b) Dundu (2012)

As figuras 3.17 e 3.18 mostram respectivamente as tensões de von Mises no tubo de aço e a tensão axial no núcleo de concreto. Pode-se notar que a máxima tensão de von Mises no aço é de aproximadamente 264 MPa, já a tensão de escoamento do aço do modelo de Dundu (2012) é igual a 354 MPa, ou seja, a falha do modelo

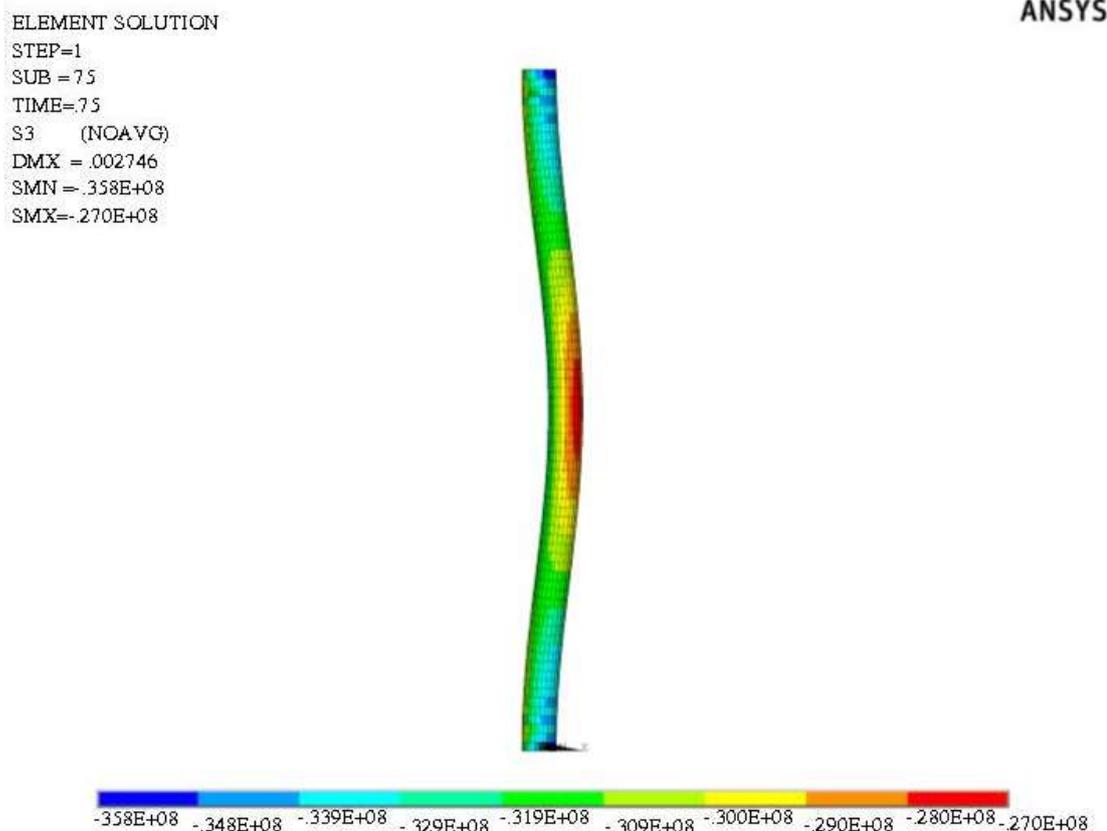
numérico ocorreu quando a tensão de von Mises era igual a 74,6% da tensão de escoamento do modelo experimental. Já a tensão axial do concreto do modelo numérico no instante da falha é de aproximadamente 35,8 MPa e a resistência do concreto à compressão do protótipo de Dundu (2012) é igual a 40,3 MPa, ou seja, o modelo falhou quando a tensão axial do concreto atingiu 88,8% do  $f_{ck}$  utilizado no ensaio experimental.

Figura 3.17 – Tensões de von Mises no aço do modelo numérico



Fonte: Autor

Figura 3.18 – Tensões no concreto do modelo numérico



Fonte: Autor

### 3.5.2. Modelo com compressão excêntrica

O item 3.4.4.3 descreveu as condições de contorno do modelo numérico para carregamento excêntrico e o item 3.3.2 demonstrou as particularidades dos ensaios experimentais feitos por Portolés *et al.* (2011).

Modelos numéricos simulando os protótipos de pilares flexo-comprimidos C100-3-2-30-20-1 e C100-3-2-70-20-1 ensaiados por Portolés *et al.* (2011) foram confeccionados a fim de validar os resultados computacionais. Estes protótipos eram pilares birrotulados. Os dados dos modelos de validação e as cargas últimas numérica e experimental estão apresentados na Tabela 3.5. Em virtude das pequenas diferenças percentuais entre os resultados numéricos e experimentais, os modelos numéricos foram considerados validados.

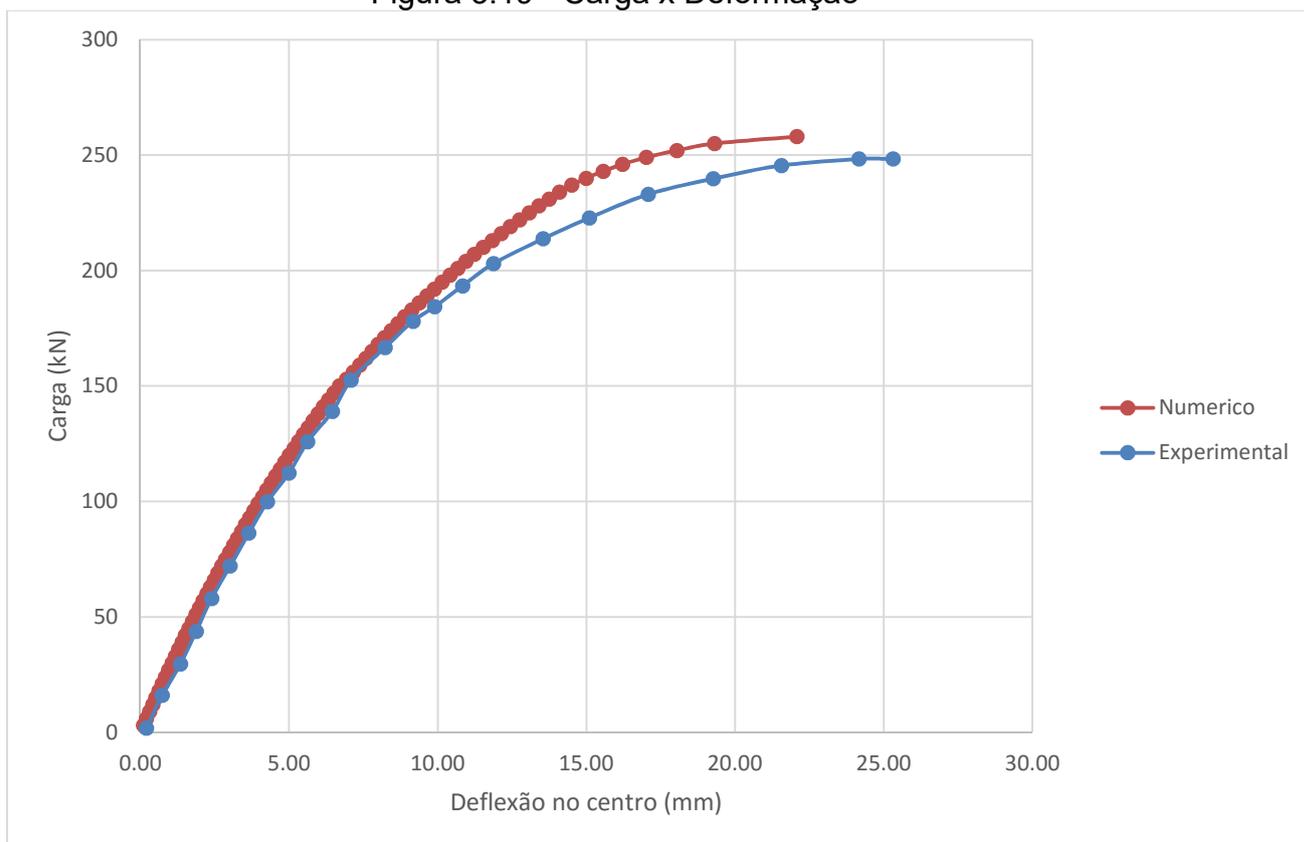
Tabela 3.5 - Dados dos modelos da validação – Compressão excêntrica

Protótipo	D (mm)	L (m)	$f_y$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)	$e^{(1)}$ (mm)	$P_{num}^{(2)}$ (kN)	$P_{exp}^{(3)}$ (kN)	Diferença (%)
C100-3-2-30-20-1	100,0	2,135	322,0	32,7	20	198,0	181,56	-8,3
C100-3-2-70-20-1	100,0	2,135	322,0	34,5	20	258,0	248,58	3,7

Fonte: Autor.

A figura 3.19 compara o comportamento do pilar ensaiado por Portolés *et al.* (2011) com o simulado pelo modelo numérico. A diferença percentual entre as cargas últimas experimental e numérica é de 9,04%. Ainda de acordo com a figura 3.18, pode-se notar para um carregamento inferior a 150 kN, ou seja, 79,75% da carga última experimental, as curvas experimental e numérica foram praticamente iguais. Dessa forma, considerou-se o modelo numérico validado.

Figura 3.19 - Carga x Deformação



Fonte: Autor.

## 4. ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PILARES MISTOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO PURA

### 4.1. Considerações gerais

Neste capítulo, uma análise numérica parametrizada é implementada para a obtenção de resultados que ilustrem a influência de diversos parâmetros no comportamento estrutural dos pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares. Foram processados cento e trinta e nove modelos numéricos de pilares mistos tubulares circulares sujeitos à compressão pura, usando o programa Ansys 14.0 (2011), com a modelagem apresentada e aferida no capítulo 3.

No item 4.2, discutem-se as premissas utilizadas na escolha dos modelos numéricos e das variáveis de estudo. A geometria e as características dos modelos são dispostas em forma de tabela.

Do item 4.3 ao 4.6, os resultados da análise paramétrica são apresentados e discutidos por meio de gráficos e tabelas.

### 4.2. Definição dos modelos numéricos

Foram implementados cento e trinta e nove modelos numéricos via método dos elementos finitos (MEF) com carregamento axial de compressão pura, a fim de investigar a influência de parâmetros no comportamento estrutural de pilares mistos de aço e concreto com perfis tubulares circulares. Dos modelos implementados, cento e nove foram elaborados para avaliar a influência da variação da resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) no valor do esforço resistente à compressão do pilar misto, (quadro 4.1). Dezoito modelos tinham o propósito de investigar a influência da variação da espessura do tubo de aço ( $t$ ), (quadro 4.2) e doze modelos para analisar a influência da variação do diâmetro do tubo ( $D$ ), (quadro 4.3).

Os modelos numéricos foram identificados com a designação  $PM-L-D-t-e-f_{ck}$ . Por exemplo, o modelo PM-2-0.2191-0.0088-0-30 possui comprimento do pilar ( $L$ ) igual a 2 m, diâmetro externo do tubo ( $D$ ) igual a 219,1 mm, espessura do tubo de aço ( $t$ ) igual a 8,8 mm, excentricidade do carregamento ( $e$ ) igual a zero e resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) igual a 30 MPa. Todos os modelos implementados possuíam resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ) igual a 350 MPa e resistência à ruptura do aço à tração ( $f_u$ ) igual a 485 MPa.

A escolha dos modelos, no que tange ao diâmetro e espessura do tubo de aço, foi baseada no catálogo de tubos estruturais da empresa Vallourec Tubos do Brasil S.A. Limitou-se o estudo a pilares mistos em que a flambagem local não ocorreria, assim, o critério de escolha da relação  $D/t$  considerou as equações (2.45), (2.58) e (2.44) prescritas, respectivamente, pelas normas ABNT NBR 8800:2008 (similar a ANSI/AISC 360-05:2010 nesse requisito) e EN 1994-1-1:2004.

Quadro 4.1 - Modelos numéricos implementados. Parâmetro avaliado:  $f_{ck}$

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 30\text{MPa}$						
01	PM-2-0,1413-0,0088-0-30	2	141,3	8,8	0	30
02	PM-3-0,1413-0,0088-0-30	3	141,3	8,8	0	30
03	PM-4-0,1413-0,0088-0-30	4	141,3	8,8	0	30
04	PM-5-0,1413-0,0088-0-30	5	141,3	8,8	0	30
05	PM-6-0,1413-0,0088-0-30	6	141,3	8,8	0	30
06	PM-7-0,1413-0,0088-0-30	7	141,3	8,8	0	30
07	PM-8-0,1413-0,0088-0-30	8	141,3	8,8	0	30
08	PM-2-0,2191-0,0088-0-30	2	219,1	8,8	0	30
09	PM-3-0,2191-0,0088-0-30	3	219,1	8,8	0	30
10	PM-4-0,2191-0,0088-0-30	4	219,1	8,8	0	30
11	PM-5-0,2191-0,0088-0-30	5	219,1	8,8	0	30
12	PM-6-0,2191-0,0088-0-30	6	219,1	8,8	0	30
13	PM-7-0,2191-0,0088-0-30	7	219,1	8,8	0	30
14	PM-8-0,2191-0,0088-0-30	8	219,1	8,8	0	30
15	PM-9-0,2191-0,0088-0-30	9	219,1	8,8	0	30
16	PM-10-0,2191-0,0088-0-30	10	219,1	8,8	0	30
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 40\text{MPa}$						
17	PM-2-0,1413-0,0088-0-40	2	141,3	8,8	0	40
18	PM-3-0,1413-0,0088-0-40	3	141,3	8,8	0	40

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
19	PM-4-0,1413-0,0088-0-40	4	141,3	8,8	0	40
20	PM-5-0,1413-0,0088-0-40	5	141,3	8,8	0	40
21	PM-6-0,1413-0,0088-0-40	6	141,3	8,8	0	40
22	PM-7-0,1413-0,0088-0-40	7	141,3	8,8	0	40
23	PM-8-0,1413-0,0088-0-40	8	141,3	8,8	0	40
24	PM-2-0,2191-0,0088-0-40	2	219,1	8,8	0	40
25	PM-3-0,2191-0,0088-0-40	3	219,1	8,8	0	40
26	PM-4-0,2191-0,0088-0-40	4	219,1	8,8	0	40
27	PM-5-0,2191-0,0088-0-40	5	219,1	8,8	0	40
28	PM-6-0,2191-0,0088-0-40	6	219,1	8,8	0	40
29	PM-7-0,2191-0,0088-0-40	7	219,1	8,8	0	40
30	PM-8-0,2191-0,0088-0-40	8	219,1	8,8	0	40
31	PM-9-0,2191-0,0088-0-40	9	219,1	8,8	0	40
32	PM-10-0,2191-0,0088-0-40	10	219,1	8,8	0	40
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 50\text{MPa}$						
33	PM-2-0,1413-0,0088-0-50	2	141,3	8,8	0	50
34	PM-3-0,1413-0,0088-0-50	3	141,3	8,8	0	50
35	PM-4-0,1413-0,0088-0-50	4	141,3	8,8	0	50
36	PM-5-0,1413-0,0088-0-50	5	141,3	8,8	0	50
37	PM-6-0,1413-0,0088-0-50	6	141,3	8,8	0	50
38	PM-7-0,1413-0,0088-0-50	7	141,3	8,8	0	50
39	PM-8-0,1413-0,0088-0-50	8	141,3	8,8	0	50
40	PM-2-0,2191-0,0088-0-50	2	219,1	8,8	0	50
41	PM-3-0,2191-0,0088-0-50	3	219,1	8,8	0	50
42	PM-4-0,2191-0,0088-0-50	4	219,1	8,8	0	50
43	PM-5-0,2191-0,0088-0-50	5	219,1	8,8	0	50
44	PM-6-0,2191-0,0088-0-50	6	219,1	8,8	0	50
45	PM-7-0,2191-0,0088-0-50	7	219,1	8,8	0	50
46	PM-8-0,2191-0,0088-0-50	8	219,1	8,8	0	50
47	PM-9-0,2191-0,0088-0-50	9	219,1	8,8	0	50
48	PM-10-0,2191-0,0088-0-50	10	219,1	8,8	0	50
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 60\text{MPa}$						
49	PM-2-0,1413-0,0088-0-60	2	141,3	8,8	0	60
50	PM-3-0,1413-0,0088-0-60	3	141,3	8,8	0	60
51	PM-4-0,1413-0,0088-0-60	4	141,3	8,8	0	60
52	PM-5-0,1413-0,0088-0-60	5	141,3	8,8	0	60
53	PM-6-0,1413-0,0088-0-60	6	141,3	8,8	0	60
54	PM-7-0,1413-0,0088-0-60	7	141,3	8,8	0	60
55	PM-8-0,1413-0,0088-0-60	8	141,3	8,8	0	60
56	PM-2-0,2191-0,0088-0-60	2	219,1	8,8	0	60

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
57	PM-3-0,2191-0,0088-0-60	3	219,1	8,8	0	60
58	PM-4-0,2191-0,0088-0-60	4	219,1	8,8	0	60
59	PM-5-0,2191-0,0088-0-60	5	219,1	8,8	0	60
60	PM-6-0,2191-0,0088-0-60	6	219,1	8,8	0	60
61	PM-7-0,2191-0,0088-0-60	7	219,1	8,8	0	60
62	PM-8-0,2191-0,0088-0-60	8	219,1	8,8	0	60
63	PM-9-0,2191-0,0088-0-60	9	219,1	8,8	0	60
64	PM-10-0,2191-0,0088-0-60	10	219,1	8,8	0	60
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 70\text{MPa}$						
65	PM-2-0,1413-0,0088-0-70	2	141,3	8,8	0	70
66	PM-3-0,1413-0,0088-0-70	3	141,3	8,8	0	70
67	PM-4-0,1413-0,0088-0-70	4	141,3	8,8	0	70
68	PM-5-0,1413-0,0088-0-70	5	141,3	8,8	0	70
69	PM-6-0,1413-0,0088-0-70	6	141,3	8,8	0	70
70	PM-7-0,1413-0,0088-0-70	7	141,3	8,8	0	70
71	PM-8-0,1413-0,0088-0-70	8	141,3	8,8	0	70
72	PM-2-0,2191-0,0088-0-70	2	219,1	8,8	0	70
73	PM-3-0,2191-0,0088-0-70	3	219,1	8,8	0	70
74	PM-4-0,2191-0,0088-0-70	4	219,1	8,8	0	70
75	PM-5-0,2191-0,0088-0-70	5	219,1	8,8	0	70
76	PM-6-0,2191-0,0088-0-70	6	219,1	8,8	0	70
77	PM-7-0,2191-0,0088-0-70	7	219,1	8,8	0	70
78	PM-8-0,2191-0,0088-0-70	8	219,1	8,8	0	70
79	PM-9-0,2191-0,0088-0-70	9	219,1	8,8	0	70
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 80\text{MPa}$						
80	PM-2-0,1413-0,0088-0-80	2	141,3	8,8	0	80
81	PM-3-0,1413-0,0088-0-80	3	141,3	8,8	0	80
82	PM-4-0,1413-0,0088-0-80	4	141,3	8,8	0	80
83	PM-5-0,1413-0,0088-0-80	5	141,3	8,8	0	80
84	PM-6-0,1413-0,0088-0-80	6	141,3	8,8	0	80
85	PM-7-0,1413-0,0088-0-80	7	141,3	8,8	0	80
86	PM-8-0,1413-0,0088-0-80	8	141,3	8,8	0	80
87	PM-2-0,2191-0,0088-0-80	2	219,1	8,8	0	80
88	PM-3-0,2191-0,0088-0-80	3	219,1	8,8	0	80
89	PM-4-0,2191-0,0088-0-80	4	219,1	8,8	0	80
90	PM-5-0,2191-0,0088-0-80	5	219,1	8,8	0	80
91	PM-6-0,2191-0,0088-0-80	6	219,1	8,8	0	80
92	PM-7-0,2191-0,0088-0-80	7	219,1	8,8	0	80
93	PM-8-0,2191-0,0088-0-80	8	219,1	8,8	0	80
94	PM-9-0,2191-0,0088-0-80	9	219,1	8,8	0	80

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 90\text{MPa}$						
95	PM-2-0,1413-0,0088-0-90	2	141,3	8,8	0	90
96	PM-3-0,1413-0,0088-0-90	3	141,3	8,8	0	90
97	PM-4-0,1413-0,0088-0-90	4	141,3	8,8	0	90
98	PM-5-0,1413-0,0088-0-90	5	141,3	8,8	0	90
99	PM-6-0,1413-0,0088-0-90	6	141,3	8,8	0	90
100	PM-7-0,1413-0,0088-0-90	7	141,3	8,8	0	90
101	PM-8-0,1413-0,0088-0-90	8	141,3	8,8	0	90
102	PM-2-0,2191-0,0088-0-90	2	219,1	8,8	0	90
103	PM-3-0,2191-0,0088-0-90	3	219,1	8,8	0	90
104	PM-4-0,2191-0,0088-0-90	4	219,1	8,8	0	90
105	PM-5-0,2191-0,0088-0-90	5	219,1	8,8	0	90
106	PM-6-0,2191-0,0088-0-90	6	219,1	8,8	0	90
107	PM-7-0,2191-0,0088-0-90	7	219,1	8,8	0	90
108	PM-8-0,2191-0,0088-0-90	8	219,1	8,8	0	90
109	PM-9-0,2191-0,0088-0-90	9	219,1	8,8	0	90

Fonte: Autor.

Quadro 4.2 - Modelos numéricos implementados. Parâmetro avaliado: Espessura.

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
Parâmetro Analisado: Espessura						
01	PM-5-0,1413-0,005-0-30	5	141,3	5,0	0	30
02	PM-5-0,1413-0,0064-0-30	5	141,3	6,4	0	30
03	PM-5-0,1413-0,0088-0-30	5	141,3	8,8	0	30
04	PM-5-0,1413-0,01-0-30	5	141,3	10,0	0	30
05	PM-5-0,1413-0,0125-0-30	5	141,3	12,5	0	30
06	PM-5-0,1413-0,016-0-30	5	141,3	16,0	0	30
07	PM-5-0,1413-0,005-0-50	5	141,3	5,0	0	50
08	PM-5-0,1413-0,0064-0-50	5	141,3	6,4	0	50
09	PM-5-0,1413-0,0088-0-50	5	141,3	8,8	0	50
10	PM-5-0,1413-0,01-0-50	5	141,3	10,0	0	50
11	PM-5-0,1413-0,0125-0-50	5	141,3	12,5	0	50
12	PM-5-0,1413-0,016-0-50	5	141,3	16,0	0	50
13	PM-5-0,1413-0,005-0-90	5	141,3	5,0	0	90
14	PM-5-0,1413-0,0064-0-90	5	141,3	6,4	0	90
15	PM-5-0,1413-0,0088-0-90	5	141,3	8,8	0	90
16	PM-5-0,1413-0,01-0-90	5	141,3	10,0	0	90

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
17	PM-5-0,1413-0,0125-0-90	5	141,3	12,5	0	90
18	PM-5-0,1413-0,016-0-90	5	141,3	16,0	0	90

Fonte: Autor.

Quadro 4.3 - Modelos numéricos implementados. Parâmetro avaliado: Diâmetro.

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
Parâmetro Analisado: Diâmetro						
01	PM-5-0,1143-0,005-0-30	5	114,3	5,0	0	30
02	PM-5-0,1413-0,0064-0-30	5	141,3	6,4	0	30
03	PM-5-0,2191-0,0125-0-30	5	219,1	12,5	0	30
04	PM-5-0,25-0,016-0-30	5	250,0	16,0	0	30
05	PM-5-0,1143-0,005-0-50	5	114,3	5,0	0	50
06	PM-5-0,1413-0,0064-0-50	5	141,3	6,4	0	50
07	PM-5-0,2191-0,0125-0-50	5	219,1	12,5	0	50
08	PM-5-0,25-0,016-0-50	5	250,0	16,0	0	50
09	PM-5-0,1143-0,005-0-90	5	114,3	5,0	0	90
10	PM-5-0,1413-0,0064-0-90	5	141,3	6,4	0	90
11	PM-5-0,2191-0,0125-0-90	5	219,1	12,5	0	90
12	PM-5-0,25-0,016-0-90	5	250,0	16,0	0	90

Fonte: Autor.

### 4.3. Influência da resistência à compressão do concreto

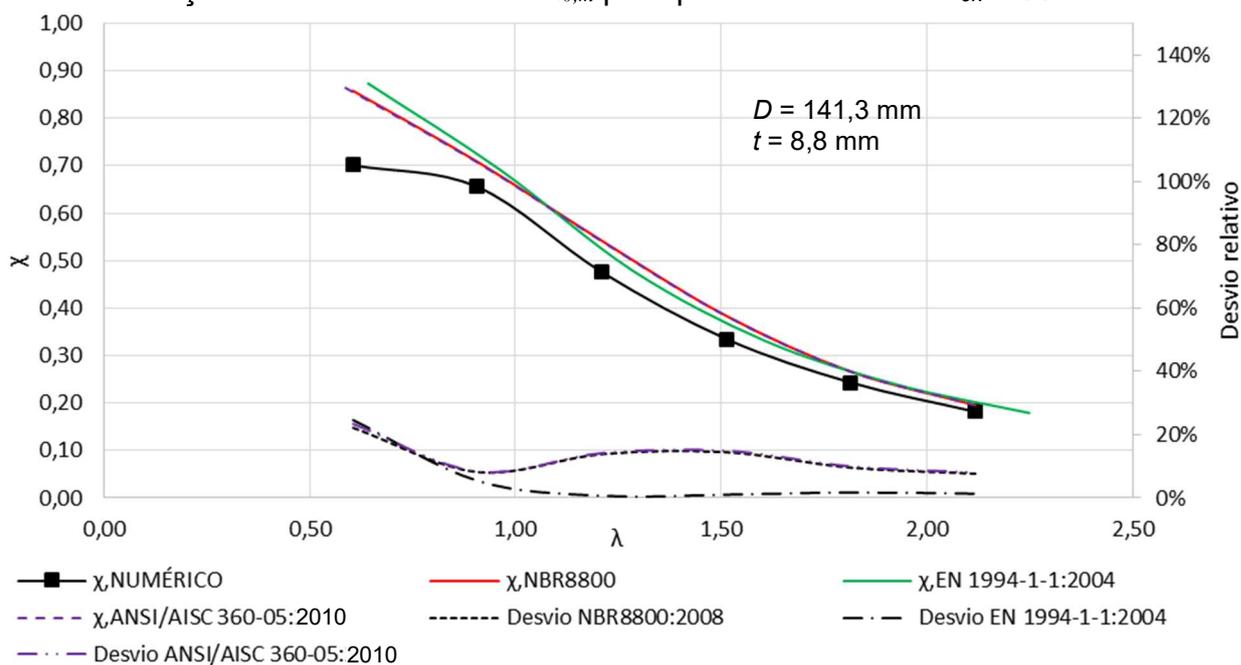
Como descrito no item 4.2, cento e nove modelos numéricos tiveram a resistência à compressão do concreto variada para comprimentos de pilares distintos, mantendo-se os demais parâmetros geométricos e físicos inalterados exceto o diâmetro do tubo, onde foram adotados dois diâmetros comerciais para esse estudo.

Os modelos numéricos possuíam resistência à compressão do concreto variando de 30 a 90 MPa, espessura da parede do tubo de aço igual a 8,8 mm e diâmetros de 141,3 e 219,1 mm. Os comprimentos estudados variaram segundo a classe de resistência do concreto e o diâmetro de tal forma que fosse obtido um valor máximo

para a esbeltez reduzida  $\lambda_{0m}$  próximo de 2,0 (valor limite das prescrições normativas para pilares mistos de aço e concreto), e sempre menor que 3,0 (valor limite para pilares de aço segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a EN 1993-1-1:2003). Por isso, há uma diferença no intervalo de comprimento dos pilares mistos com diâmetro de 141,3 mm para os com 219,1 mm de diâmetro.

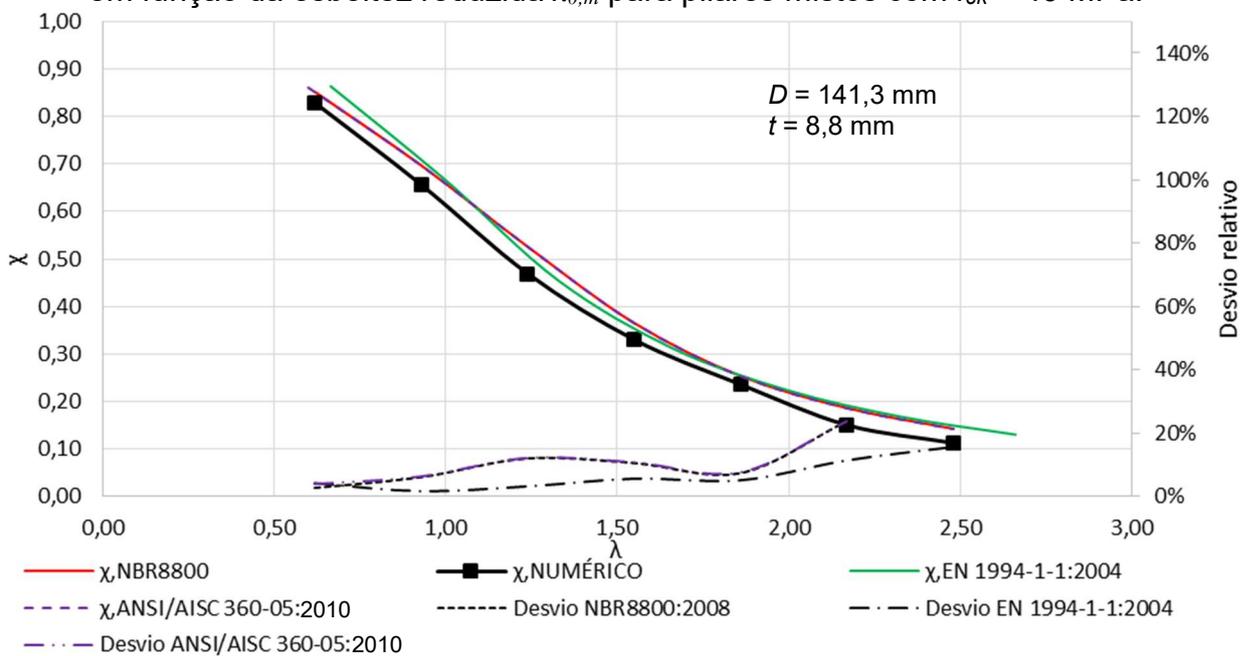
Conforme é mostrado nas figuras 4.1 a 4.14, todas as curvas numéricas de variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbeltez reduzida  $\lambda_{0m}$  apresentam-se similares as curvas dos valores característicos normativos para todos os modelos analisados. De acordo com as figuras 4.1 a 4.7, quando considerado apenas os modelos numéricos com  $D = 141,3$  mm pode-se destacar que o desvio relativo entre os resultados numéricos e normativos ficou entre 0,2%, e 29,5 %, sendo observado um valor médio de 10,4%. Cabe comentar que os maiores desvios percentuais foram registrados para as normas ABNT NBR 8800:2008 e ANSI/AISC 360-05:2010 para os pilares mais esbeltos, pois estas apresentam formulações similares. Caso os resultados numéricos sejam confrontados apenas com a norma EN 1994-1-1:2004 esta variação é de 0,2% e 24,6% com valor médio de 5,8%. Também deve-se salientar que a variação percentual a princípio alta na fase elástica, é devido ao fator  $\chi$  ser muito pequeno em valor absoluto, fazendo com que qualquer alteração de ordem de grandeza decimal altere consideravelmente o desvio percentual. Além disso, a média dos desvios foi 10,4% e 5,8%, o que pode ser considerado razoável.

Figura 4.1 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_{0,m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 30$  MPa.



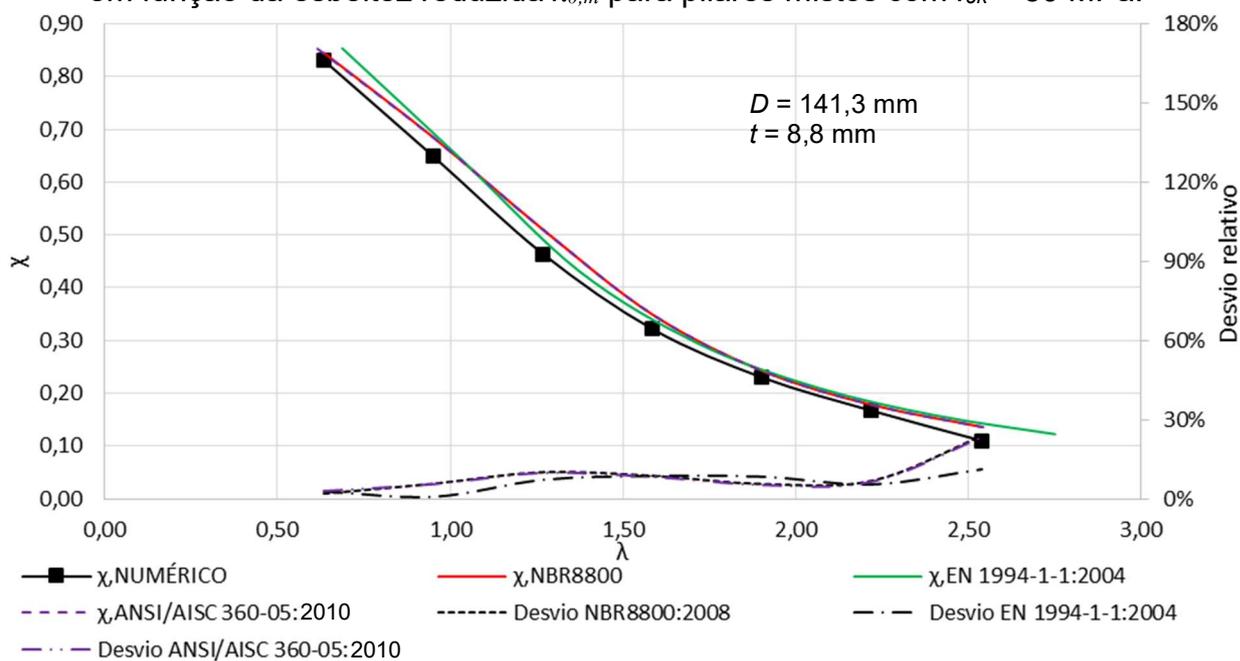
Fonte: Autor.

Figura 4.2 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_{0,m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 40$  MPa.



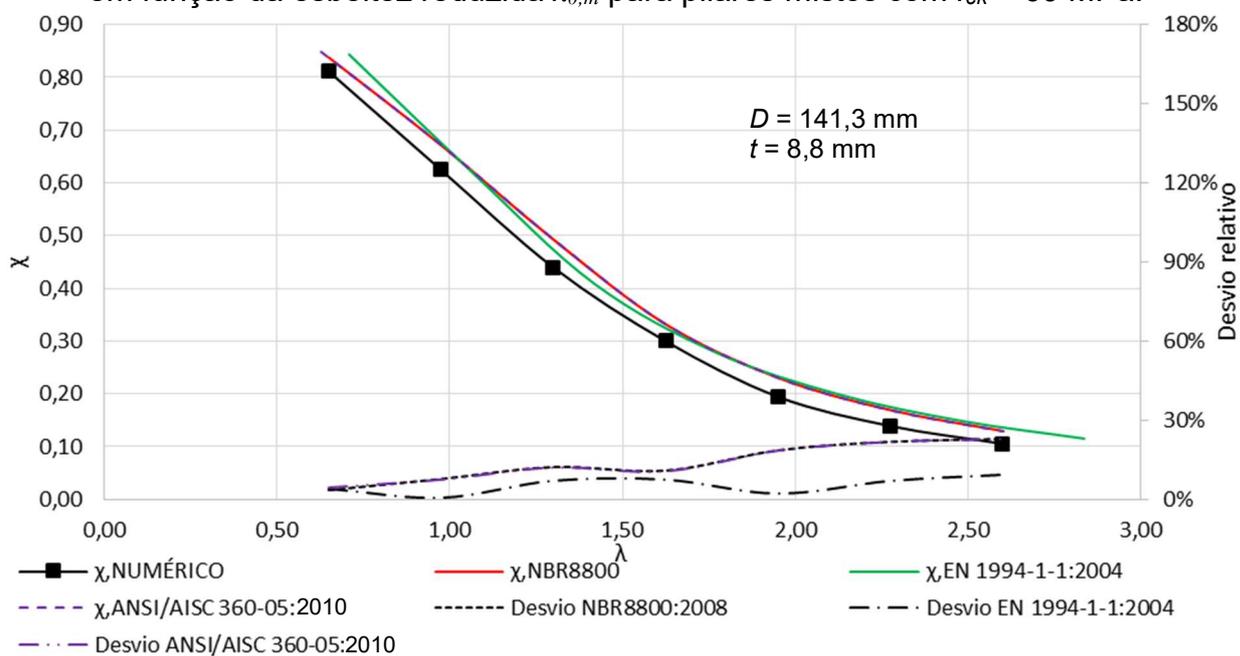
Fonte: Autor

Figura 4.3 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_{0,m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 50$  MPa.



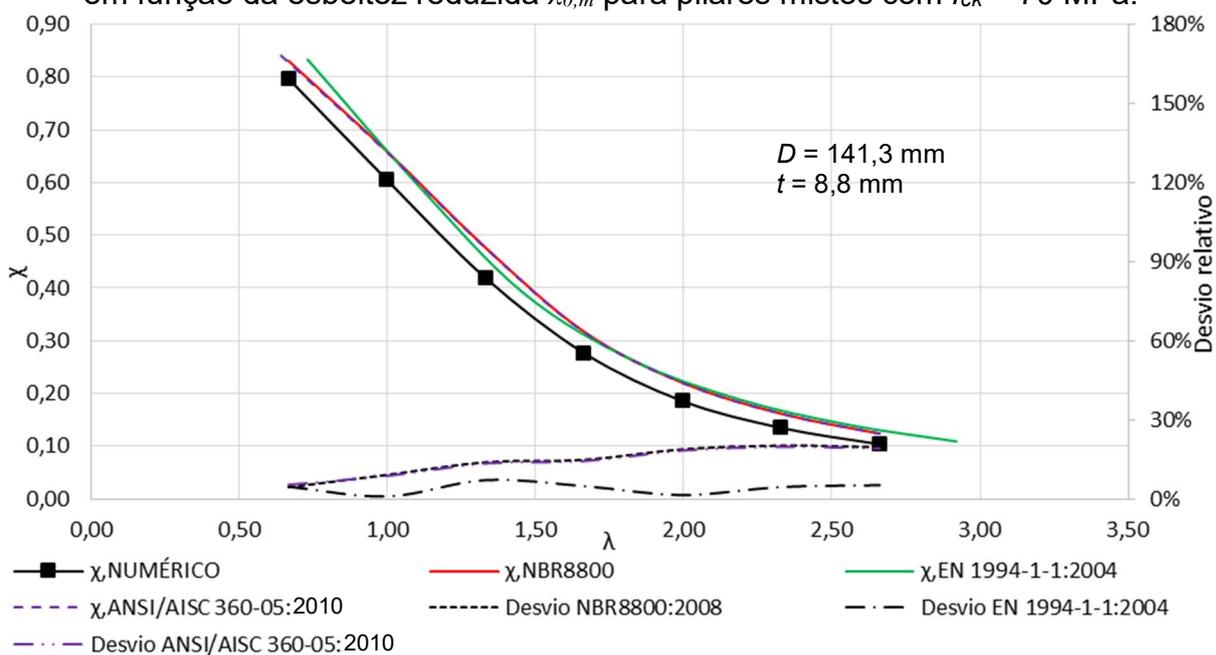
Fonte: Autor

Figura 4.4 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_{0,m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 60$  MPa.



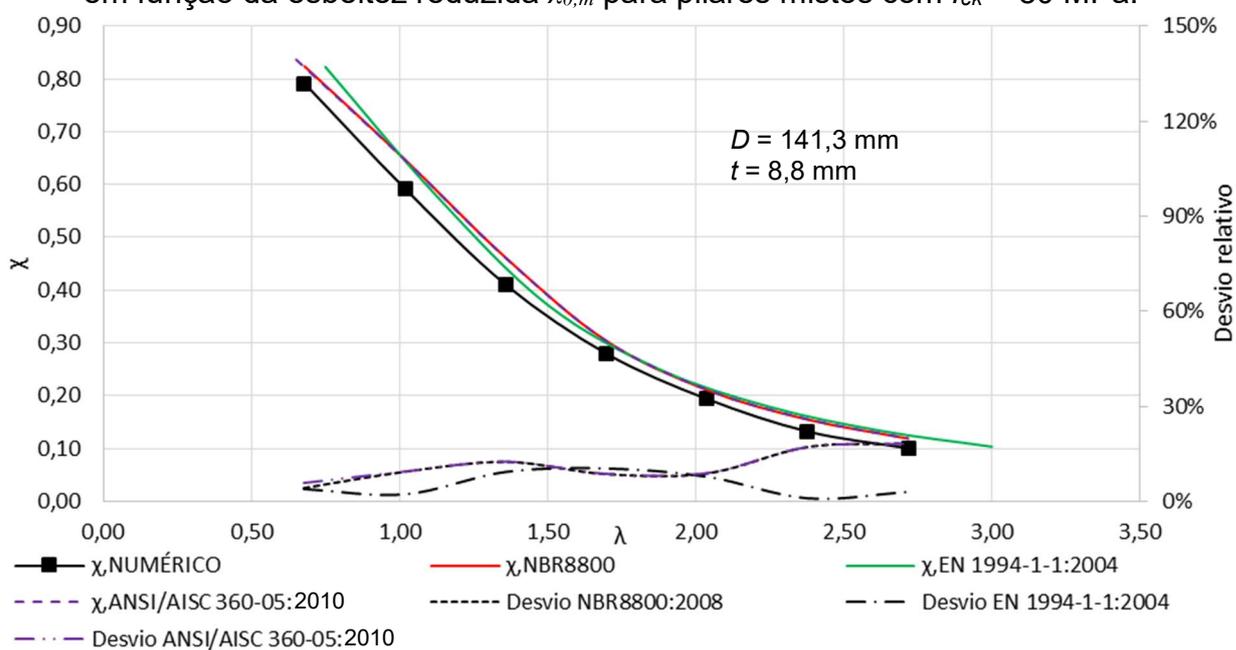
Fonte: Autor.

Figura 4.5 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_{0,m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 70$  MPa.



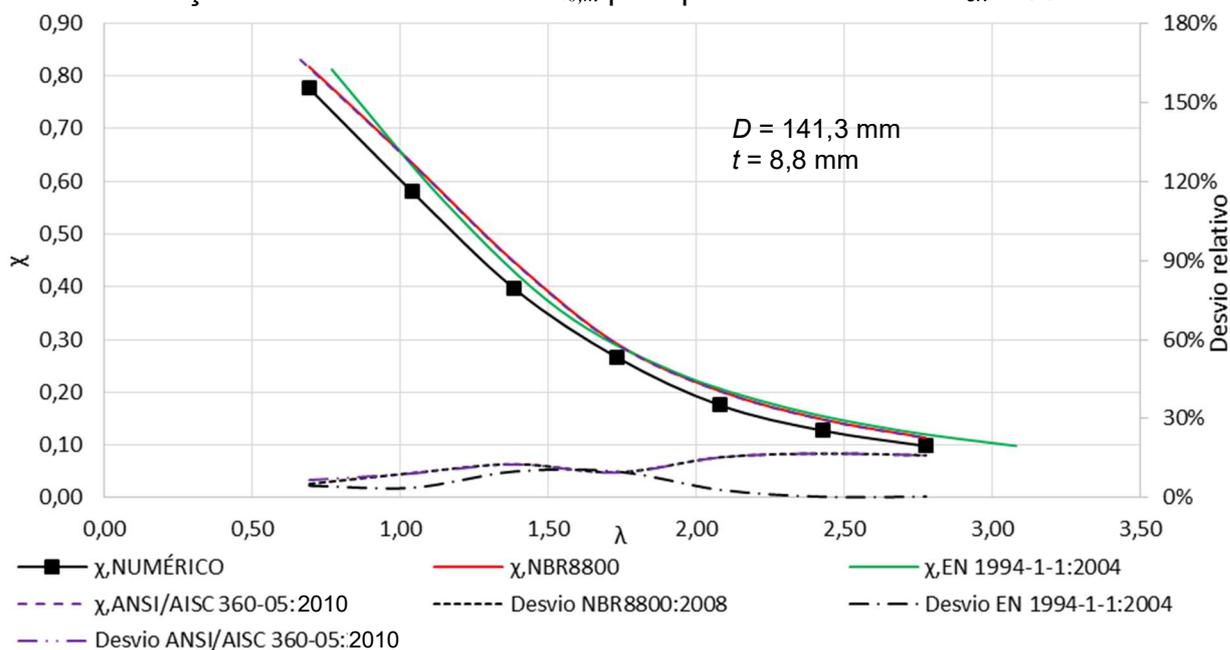
Fonte: Autor.

Figura 4.6 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_{0,m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 80$  MPa.



Fonte: Autor.

Figura 4.7 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_{0,m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 90$  MPa.

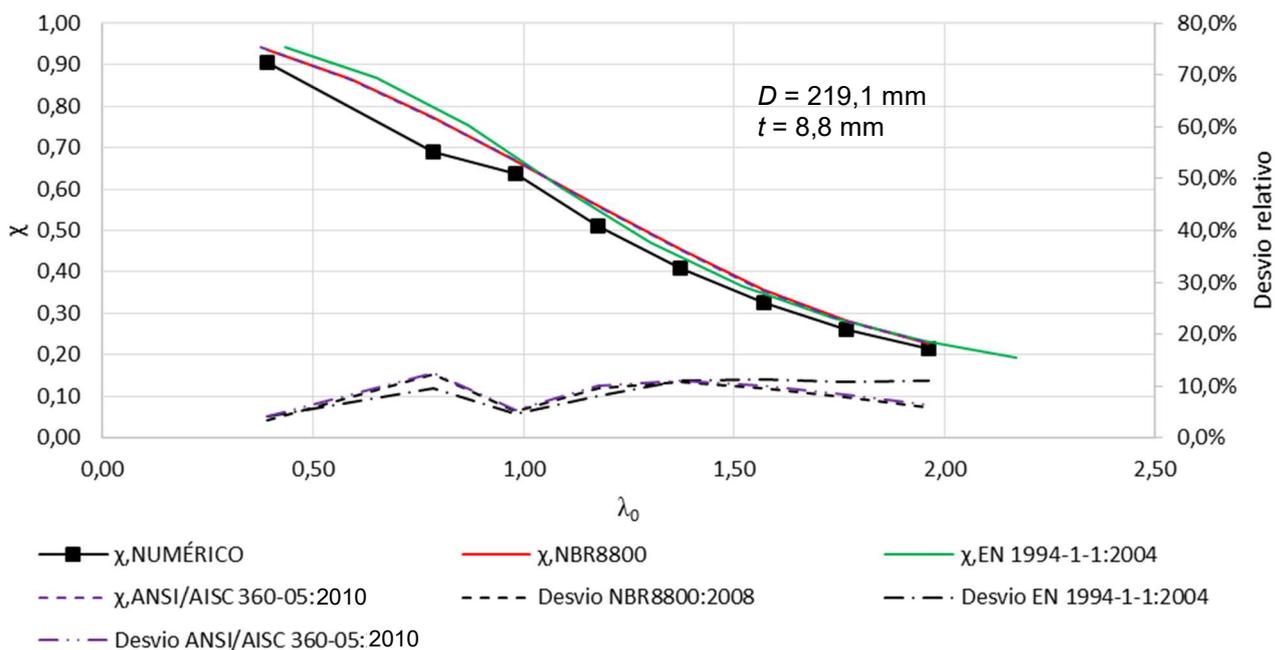


Fonte: Autor.

De acordo com as figuras 4.8 a 4.14, que consideram apenas os modelos numéricos com  $D = 219,1$  mm, pode-se destacar que o desvio relativo entre os resultados numéricos e normativos ficou entre 0,9%, e 30,3 %, sendo observado um valor médio de 10,4%. Diferentemente dos modelos com  $D = 141,3$  mm, o EN 1994-1-1:2004 apresentou os maiores desvios percentuais das normas estudadas, sendo o desvio máximo de 29,0% e o mínimo de 0,9%, com desvio médio de 13,9%, enquanto a norma americana apresentou desvio médio de 8,7% e a norma brasileira 8,6%.

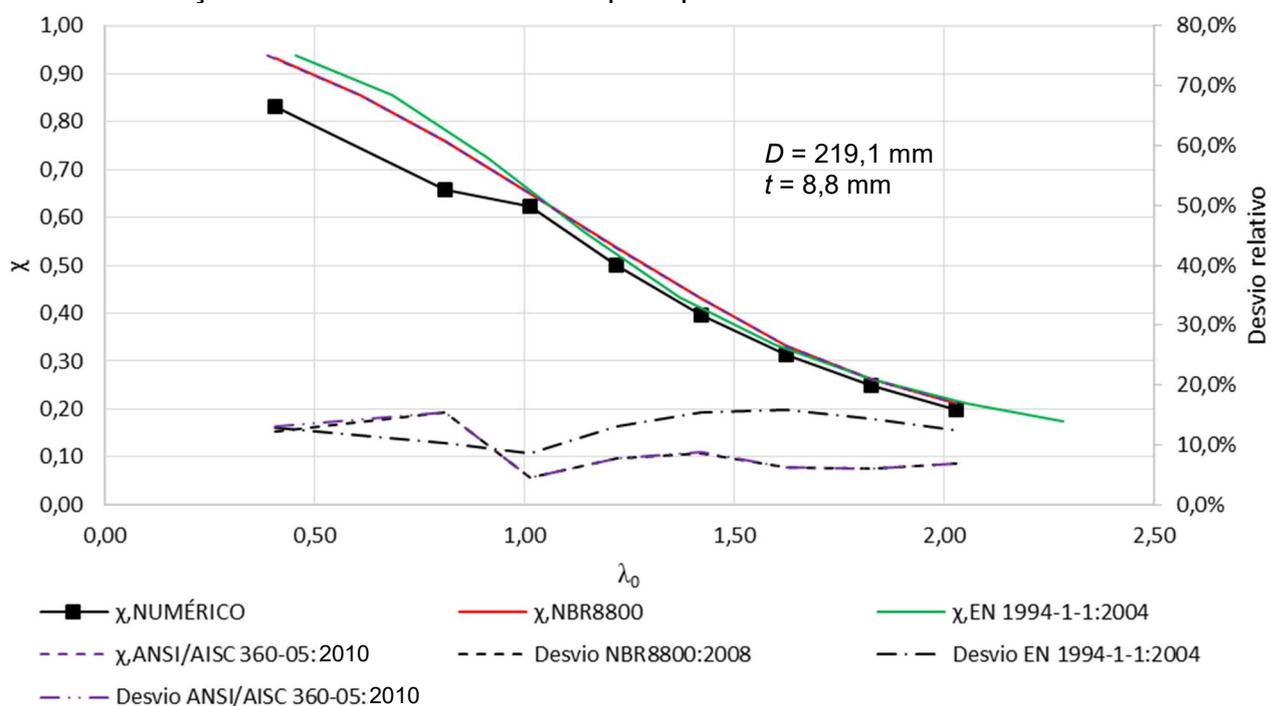
Como o desvio médio entre os resultados numéricos e os normativos para os dois diâmetros analisados foi sempre inferior a 14 %, conclui-se que as normas de dimensionamento analisadas podem ser utilizadas no cálculo da resistência à compressão pura para pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência, mesmo que estas classes de concreto como já discutido anteriormente, não façam parte do escopo da norma EN 1994-1-1:2004 e que foram abrangidas pela norma brasileira a partir da revisão da ABNT NBR 6118:2014.

Figura 4.8 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_{0m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 30$  MPa.



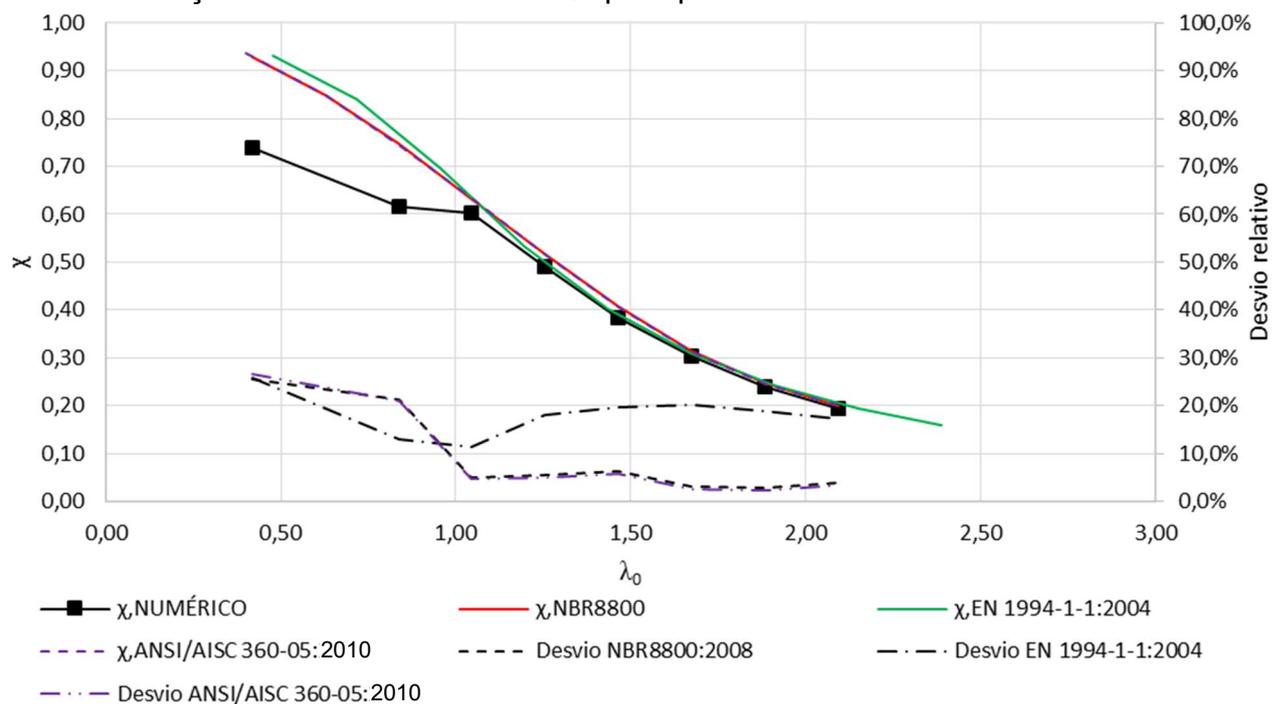
Fonte: Autor.

Figura 4.9 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_{0m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 40$  MPa.



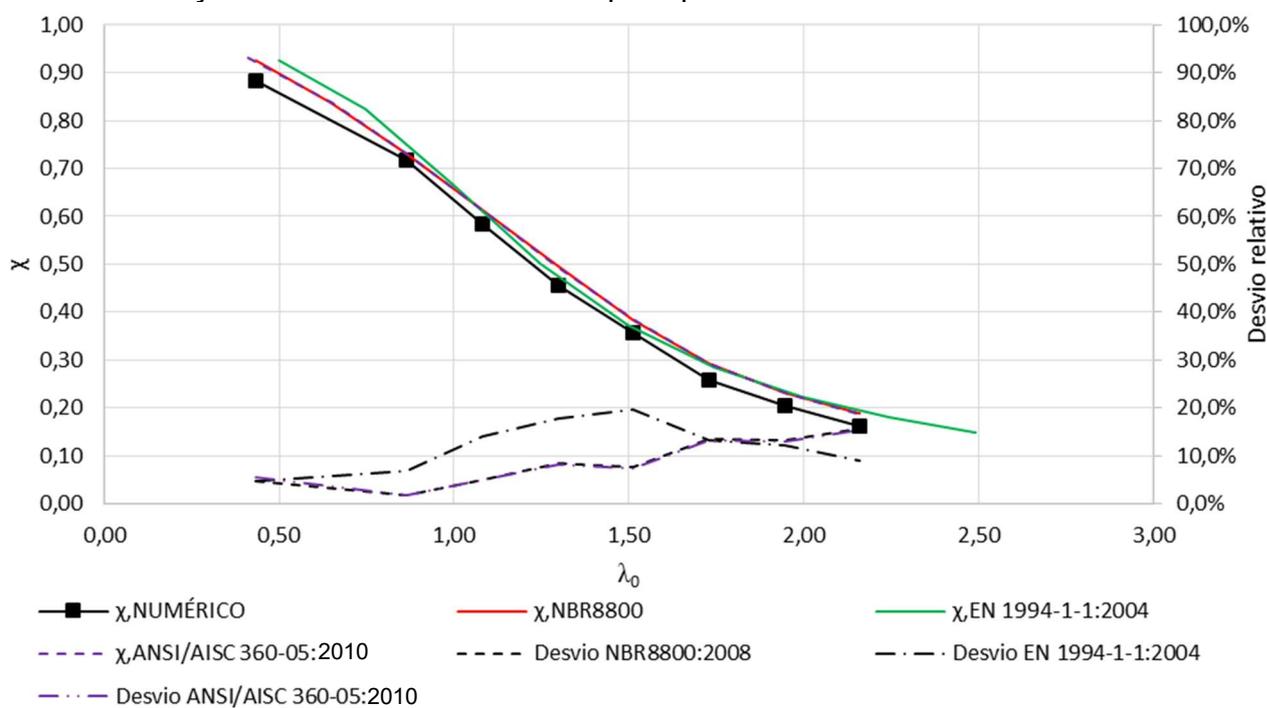
Fonte: Autor.

Figura 4.10 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_{0m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 50$  MPa.



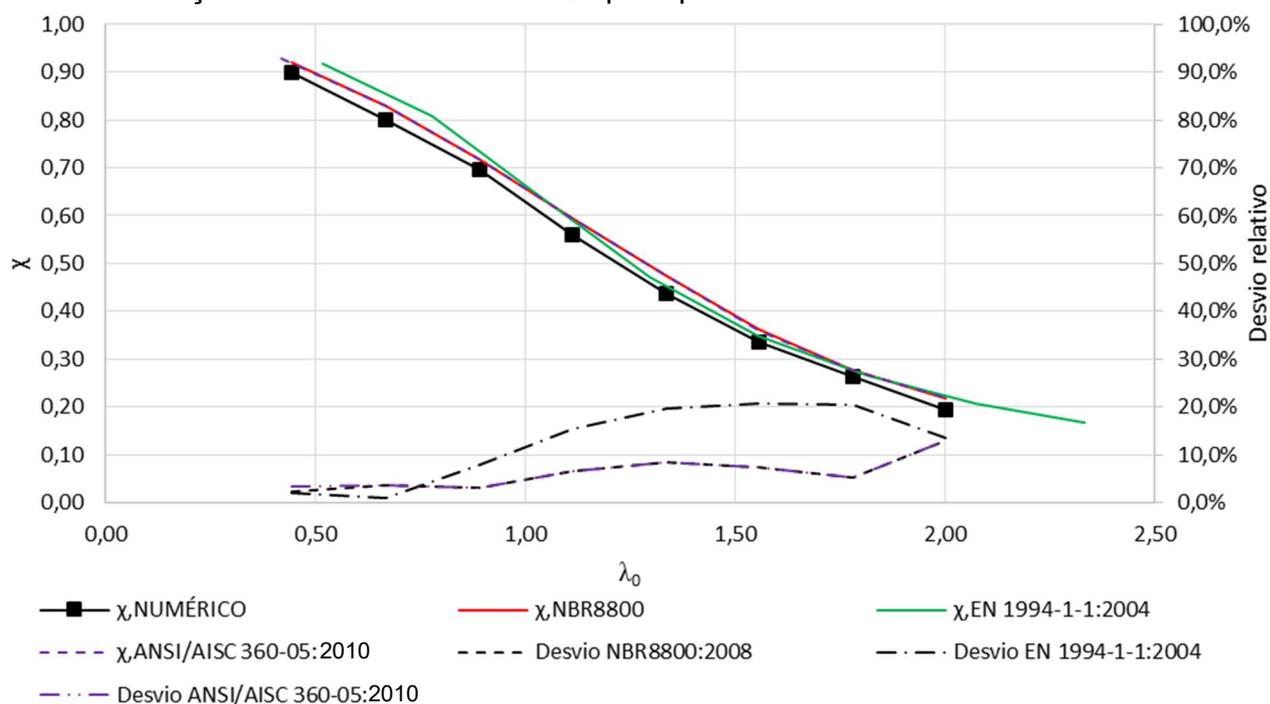
Fonte: Autor.

Figura 4.11 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbelteza reduzida  $\lambda_{0m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 60$  MPa.



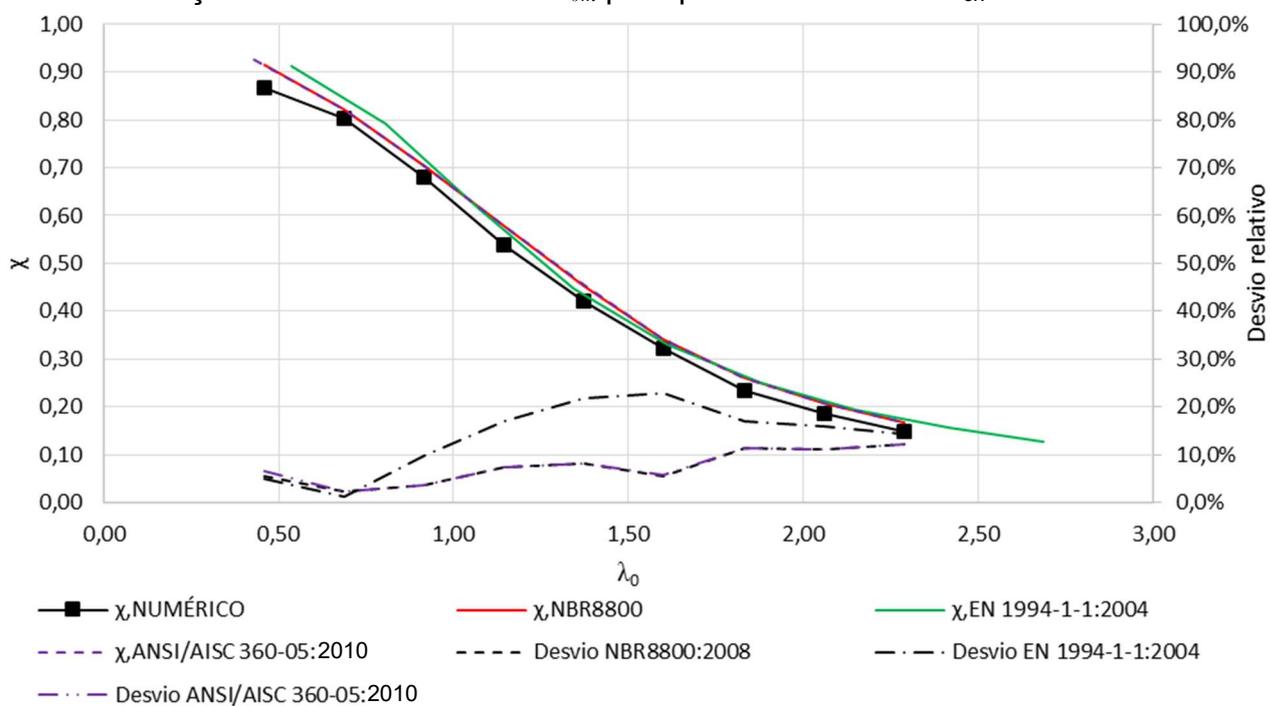
Fonte: Autor.

Figura 4.12 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbeltez reduzida  $\lambda_{0m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 70$  MPa.



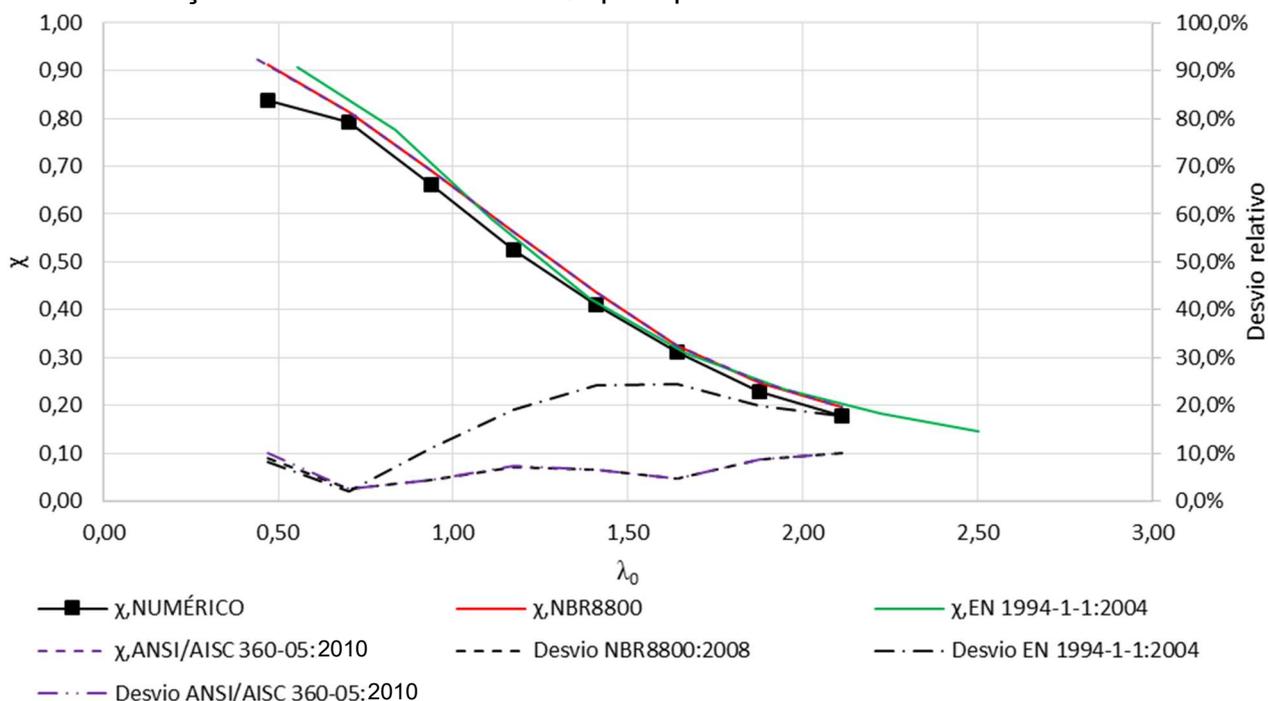
Fonte: Autor.

Figura 4.13 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbeltez reduzida  $\lambda_{0m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 80$  MPa.



Fonte: Autor.

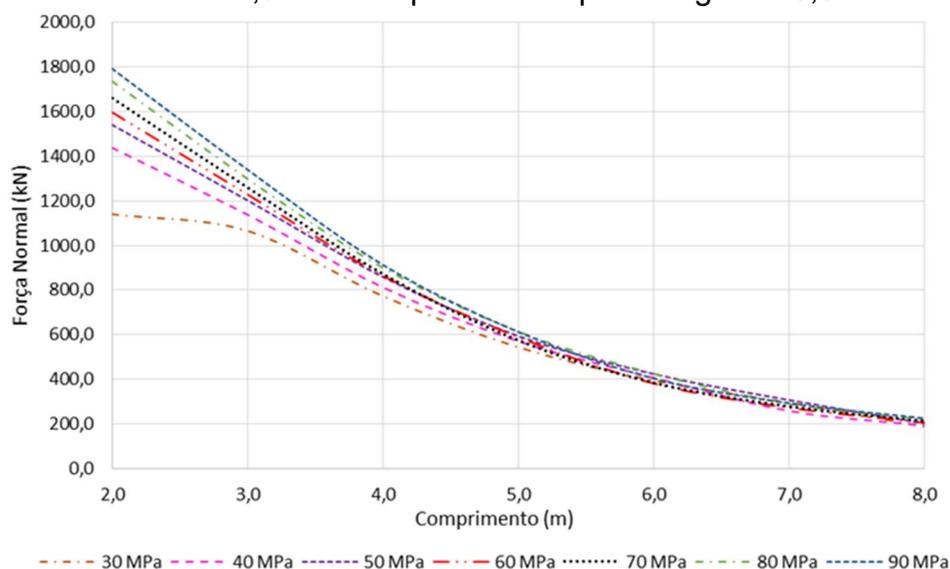
Figura 4.14 - Variação do fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$  em função da esbeltez reduzida  $\lambda_{0m}$  para pilares mistos com  $f_{ck} = 90$  MPa.



Fonte: Autor.

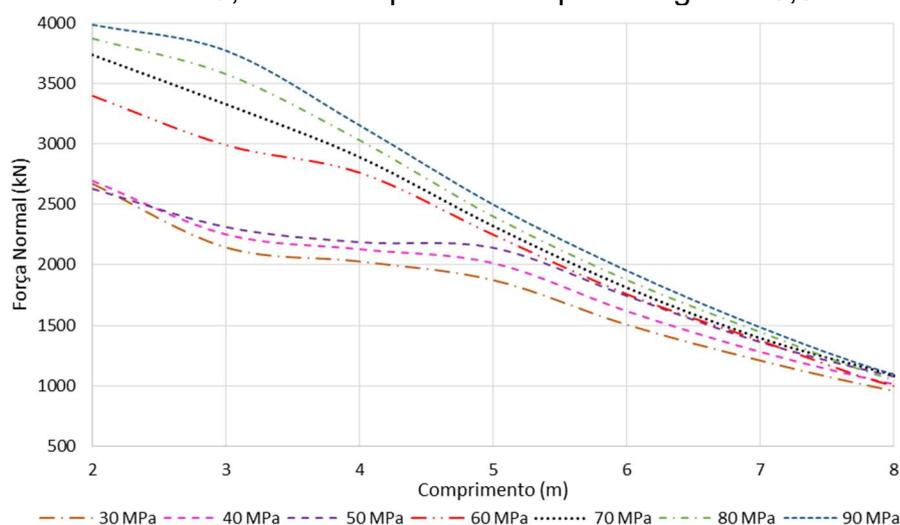
As figuras 4.15 e 4.16 mostram a variação da carga última à compressão pura em função do comprimento dos modelos, para pilares de diâmetros iguais a 141,3 e 219,1 mm, respectivamente. A espessura da parede do tubo foi de 8,8 mm. Observa-se que quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior é a resistência à compressão pura do pilar misto na fase inelástica, isto é, em pilares de comprimento intermediário. Por exemplo, no pilar misto de diâmetro igual a 141,3 mm e comprimento de 3 m, notou-se um acréscimo de 26% na sua resistência à compressão pura quando a resistência à compressão do concreto aumentou de 30 para 90 MPa. Para pilares mistos de maior esbeltez, a resistência à compressão pura não é tão influenciada pelo aumento da resistência à compressão do concreto, como por exemplo, em um pilar misto com o mesmo diâmetro e 6 m de comprimento, onde se observou um ganho de resistência de apenas 2,56%. No presente trabalho, optou-se por estudar pilares mistos com comprimento mínimo de 2 m, a fim de procurar retratar com fidedignidade a prática construtiva.

Figura 4.15 - Variação da resistência à compressão em função do  $f_{ck}$  - Modelos com diâmetro 141,3 mm e espessura da parede igual a 8,8 mm



Fonte: Autor.

Figura 4.16 - Variação da resistência à compressão em função do  $f_{ck}$  - Modelos com diâmetro 219,1 mm e espessura da parede igual a 8,8 mm



Fonte: Autor.

#### 4.4. Influência da espessura do tubo de aço

Dezoito modelos numéricos com três classes de resistências de concreto diferentes: 30, 50 e 90 MPa foram implementados. Estas classes de resistência foram escolhidas de forma a incluir um concreto de resistência normal, 30 MPa, um concreto de alto desempenho, 90 MPa e um concreto de 50 MPa, limite destas duas

classificações segundo a ABNT NBR 6118:2014. Foram simulados pilares mistos com espessuras da parede do tubo iguais a 5; 6,4; 8,8; 10,0; 12,5 e 16 mm. O diâmetro do tubo utilizado foi de 141,3 mm e o comprimento igual a 5 m. Dessa forma, todos os pilares mistos aço e concreto possuíam  $\lambda_0$  maior do que 1,5.

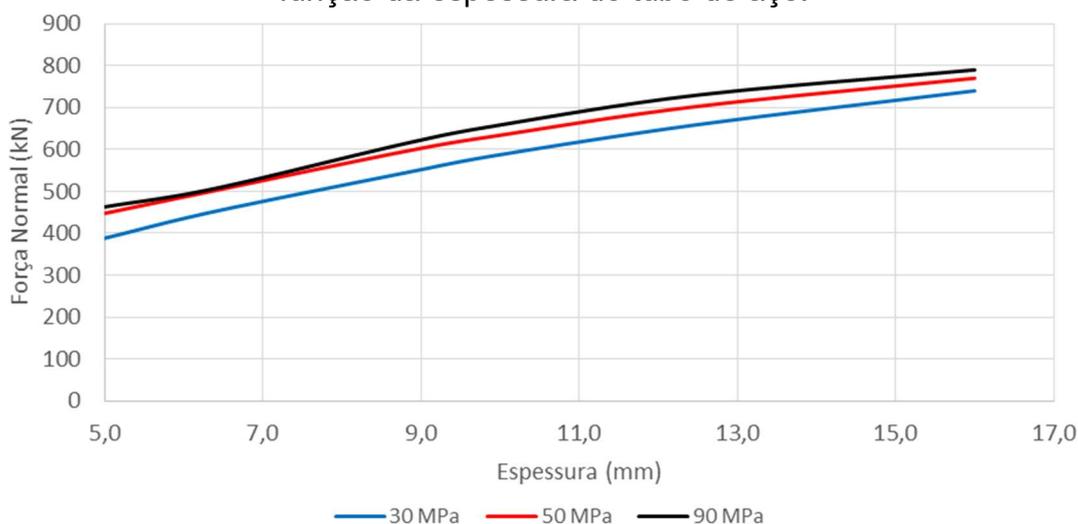
Os resultados das simulações numéricas e as comparações com os valores característicos das normas de dimensionamento estão mostrados nas figuras 4.17 a 4.29. A figura 4.17 mostra a evolução da força de compressão última numérica do pilar misto com a variação da espessura do tubo, nota-se que a força de compressão dos pilares mistos elevou com o aumento da espessura dos tubos. Como por exemplo, ao variar a espessura do tubo de aço de 5,0 para 16,0 mm, a área de aço do perfil é aumentada em 66,0% enquanto que a força de compressão última do pilar misto é elevada em 47,6% para concreto de  $f_{ck}$  igual a 30 MPa, 41,9% para concreto de  $f_{ck}$  de 50 MPa e 41,4% para concreto de  $f_{ck}$  de 90 MPa, ou seja, um acréscimo médio de 43,6% na força de compressão última do pilar misto. Para a mesma variação de espessura, as previsões das normas ABNT NBR 8800:2008, ANSI/AISC 360-05:2010 e da EN 1994-1-1:2004 para o esforço resistente, apresentam um aumento percentual médio de 50,5%, 45,1% e 59,2% respectivamente. Conclui-se que a variação percentual apresentada pelo modelo numérico foi similar a determinada pelas formulações de dimensionamento.

As figuras 4.18 a 4.29 comparam os resultados numéricos da carga última de compressão com as previsões normativas da ABNT NBR 8800:2008. Nestas ilustrações são demonstrados que os resultados da ABNT NBR 8800:2008 são na sua grande maioria superiores aos resultados numéricos, porém a diferença não é muito significativa, variando de 5,5% a 15,6% para concretos com  $f_{ck}$  igual a 90 MPa e 1,8% a 16,6% para concretos com  $f_{ck}$  igual a 50 MPa.

As figuras 4.22 a 4.25 comparam os resultados numéricos da carga última de compressão com as previsões normativas da EN 1994-1-1:2004. As curvas obtidas mostram que os valores numéricos da carga última de compressão foram maiores que os resultados estimados pela EN 1994-1-1:2004 para espessuras da parede do tubo menores, ou seja, em espessuras aproximadamente menores que 9, 11,5 e 12,5 mm, considerando resistências características à compressão do concreto iguais a 30, 50 e 90 MPa, respectivamente. Com o aumento da espessura os resultados da

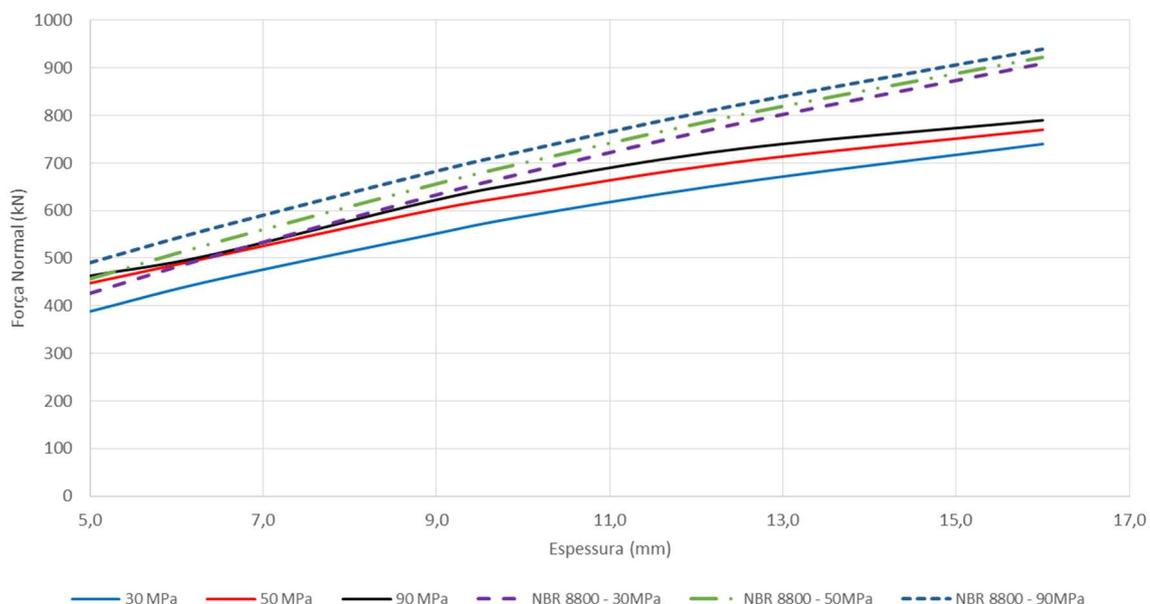
EN 1994-1-1:2004 superaram os numéricos. A variação entre a carga última de compressão numérica e o esforço resistente de compressão previsto pela EN 1994-1-1:2004 foi de 0,004% a 12,3% para pilares com concreto de  $f_{ck}$  igual a 30 MPa e 0,3% a 23,1% para pilares com concreto da classe 90.

Figura 4.17 – Variação dos resultados numéricos de resistência à compressão em função da espessura do tubo de aço.



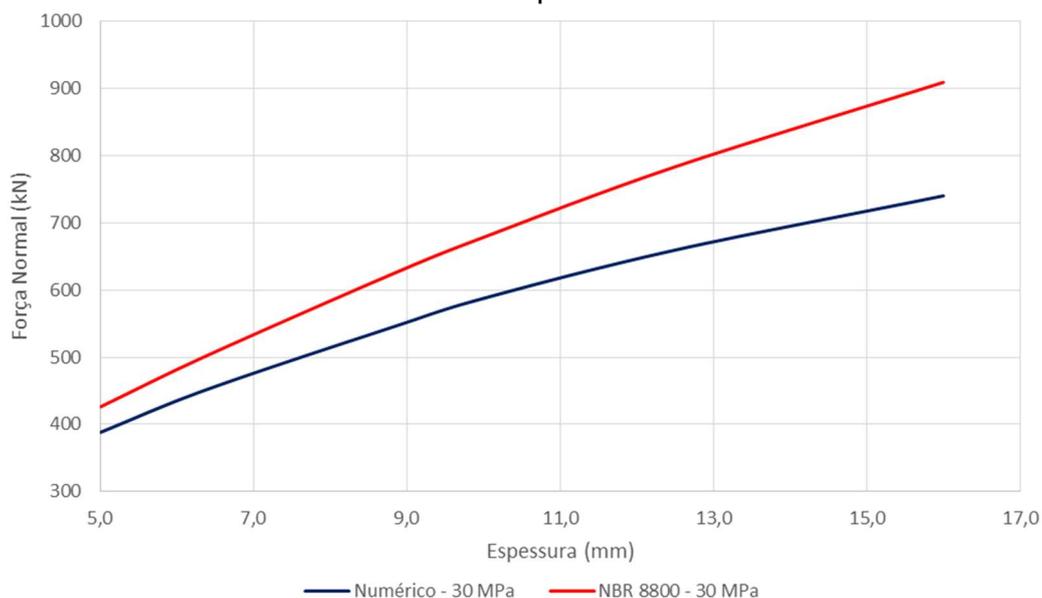
Fonte: Autor.

Figura 4.18 – Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ABNT NBR 8800:2008



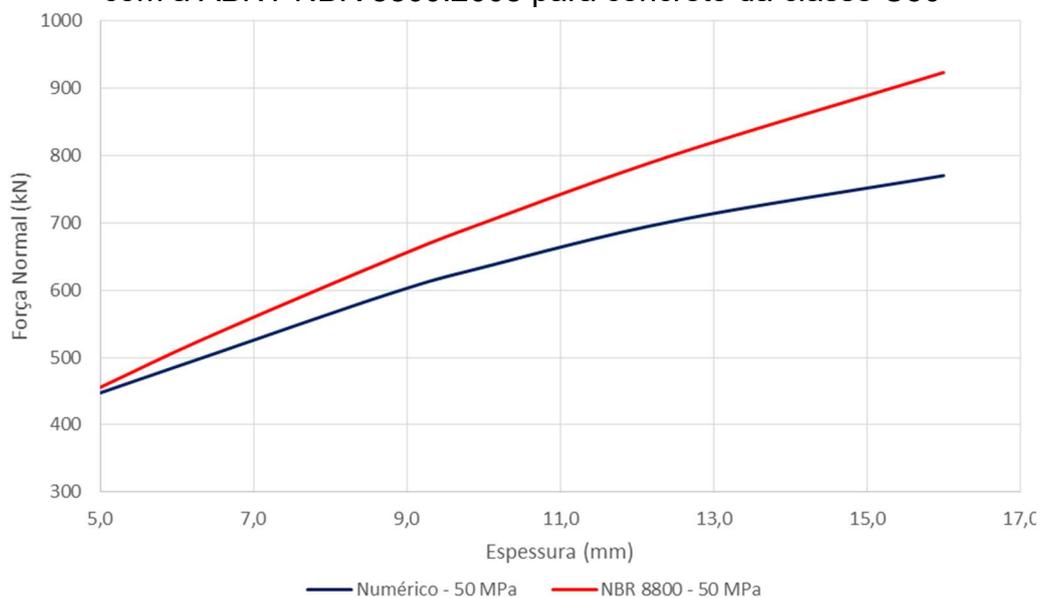
Fonte: Autor.

Figura 4.19 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ABNT NBR 8800:2008 para concreto da classe C30



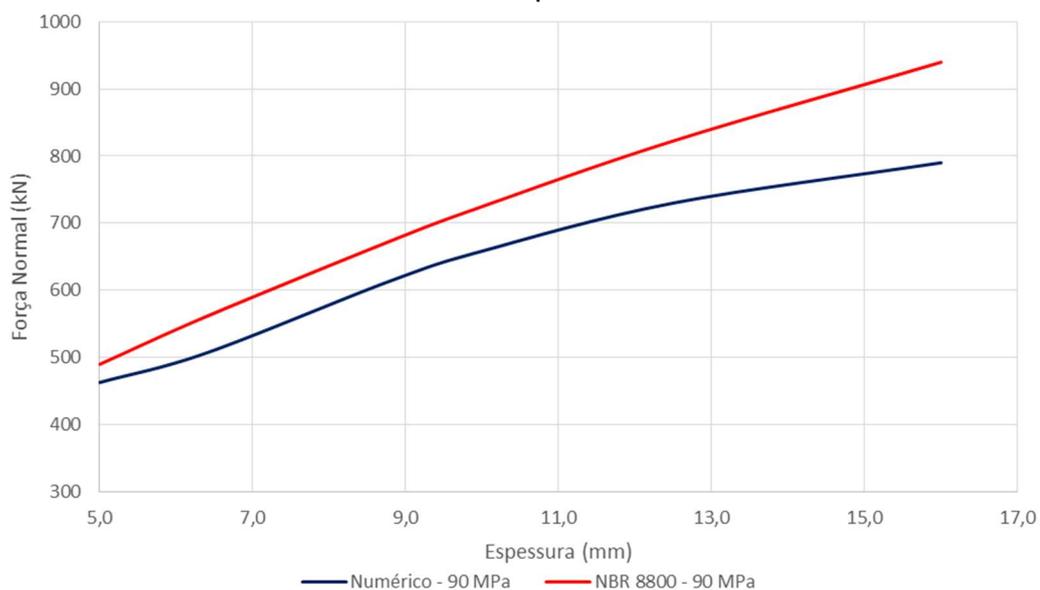
Fonte: Autor.

Figura 4.20 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ABNT NBR 8800:2008 para concreto da classe C50



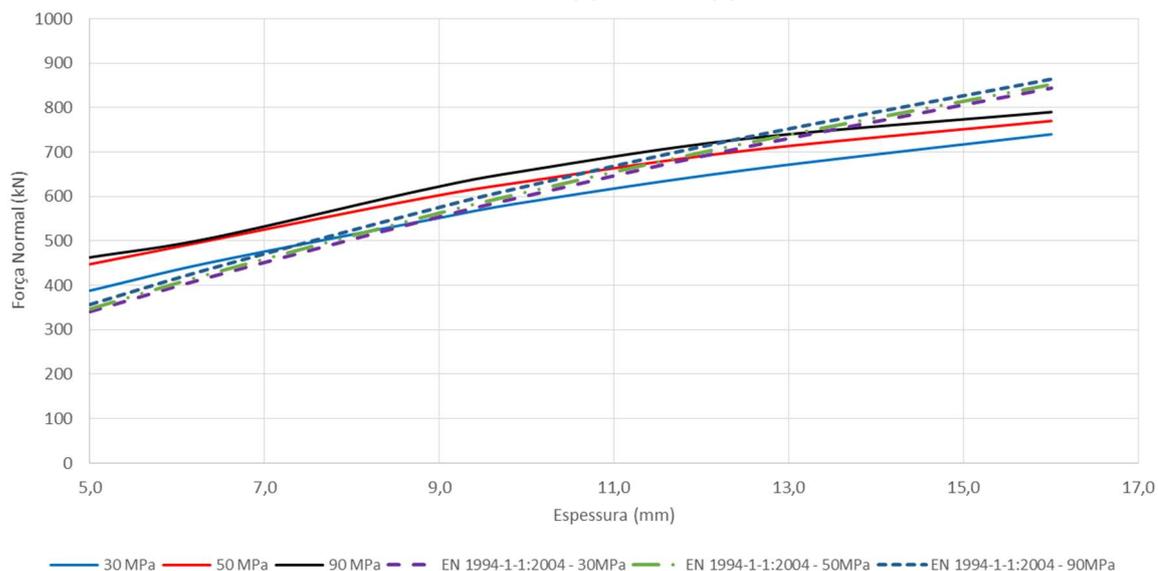
Fonte: Autor.

Figura 4.21 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ABNT NBR 8800:2008 para concreto da classe C90



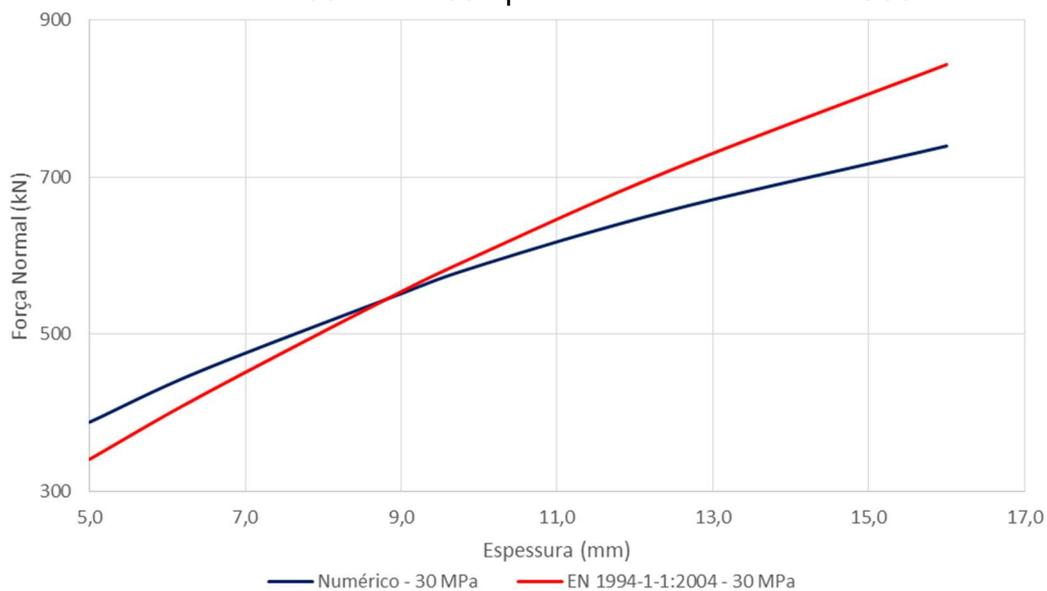
Fonte: Autor.

Figura 4.22 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a EN 1994-1-1:2004.



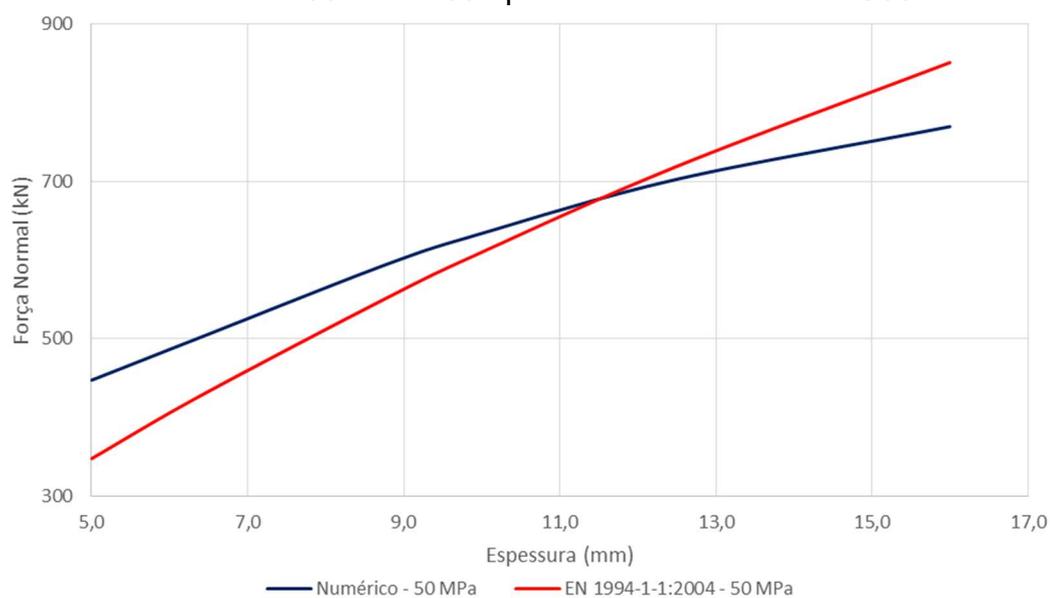
Fonte: Autor.

Figura 4.23 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a EN 1994-1-1:2004 para concreto da classe C30.



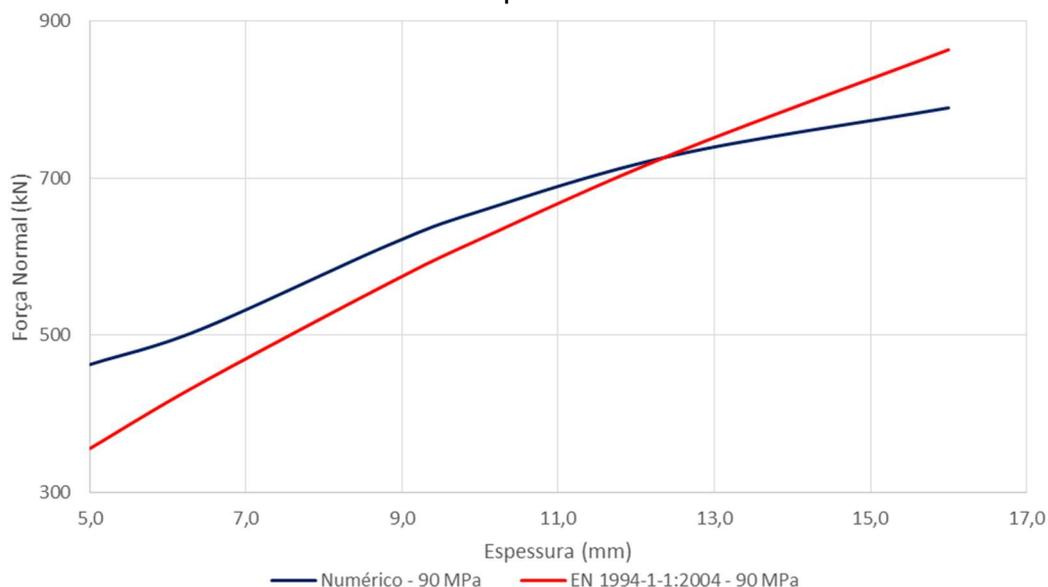
Fonte: Autor.

Figura 4.24 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a EN 1994-1-1:2004 para concreto da classe C50.



Fonte: Autor.

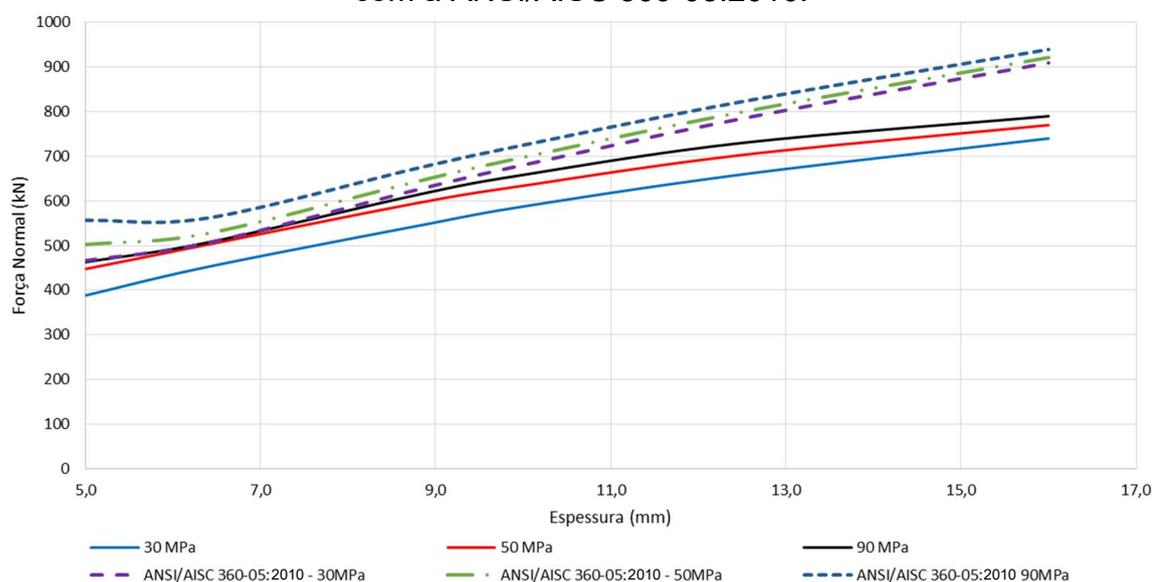
Figura 4.25 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a EN 1994-1-1:2004 para concreto da classe C90.



Fonte: Autor.

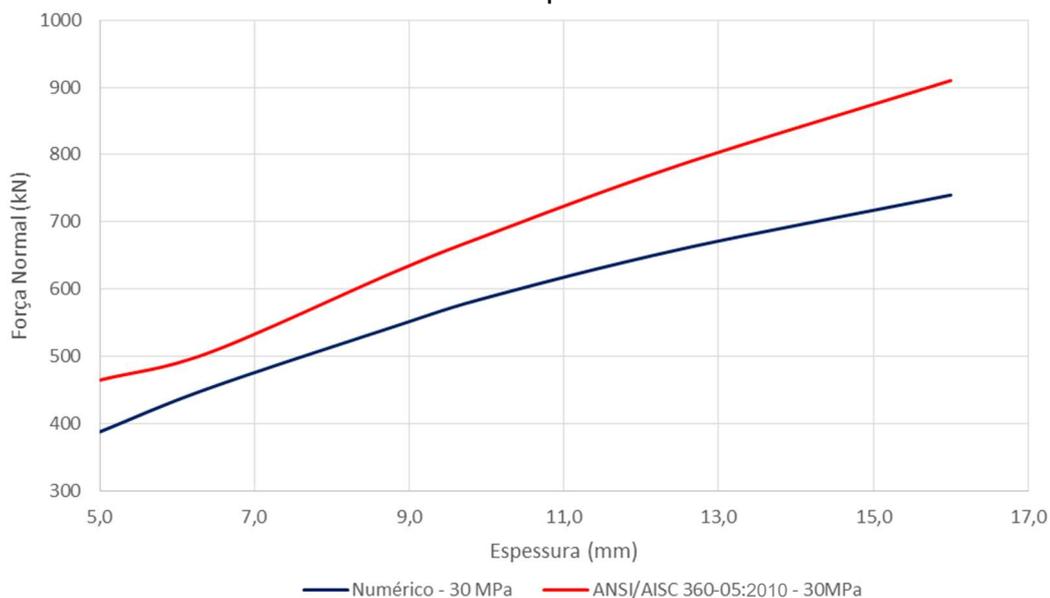
As figuras 4.26 a 4.29 comparam os resultados numéricos da carga última de compressão com as previsões normativas da ANSI/AISC 360-05:2010. Pode-se notar que as curvas do esforço resistente de compressão da ANSI/AISC 360-05:2010 em função da variação da espessura do tubo de aço comportaram de maneira similar as curvas da ABNT NBR 8800:2008, apresentando variação de 10,5% a 18,7% para concretos com  $f_{ck}$  igual a 30 MPa e 4,8% a 16,5% para concretos com  $f_{ck}$  igual a 50 MPa.

Figura 4.26 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ANSI/AISC 360-05:2010.



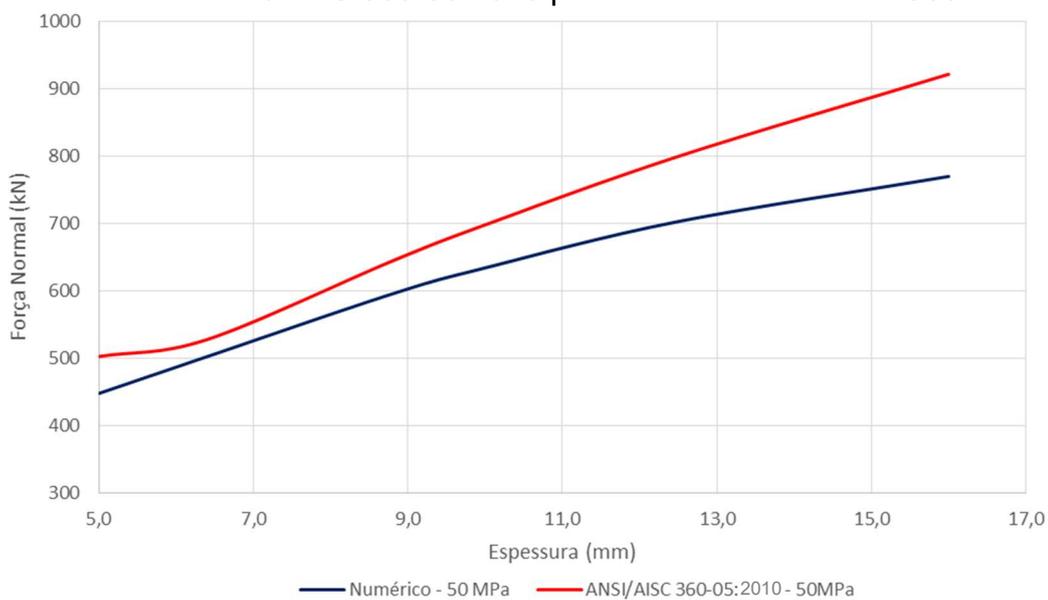
Fonte: Autor.

Figura 4.27 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ANSI/AISC 360-05:2010 para concreto da classe C30.



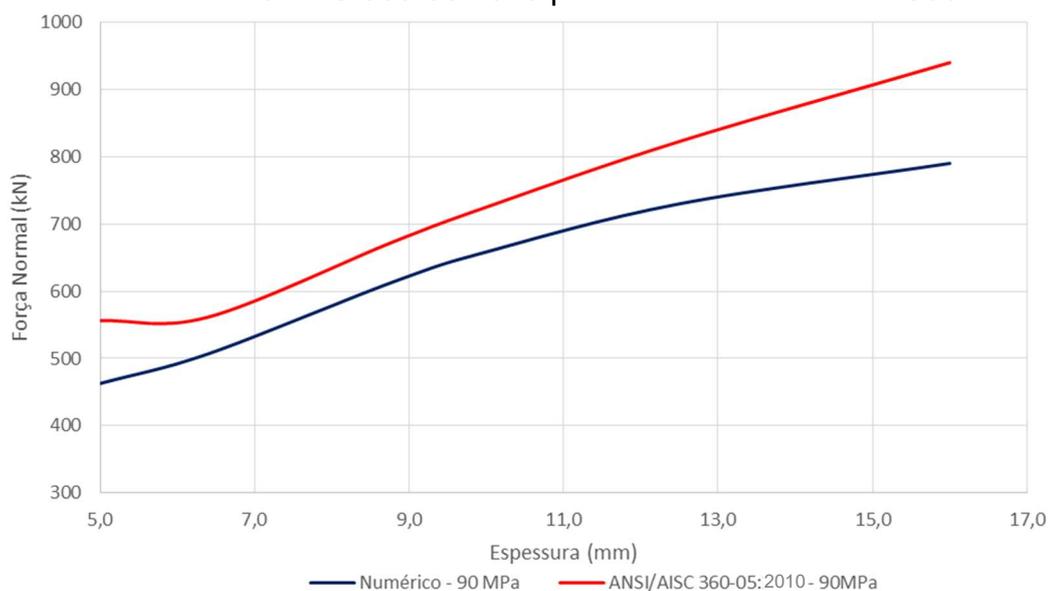
Fonte: Autor.

Figura 4.28 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ANSI/AISC 360-05:2010 para concreto da classe C50



Fonte: Autor.

Figura 4.29 - Comparação dos resultados numéricos de resistência à compressão com a ANSI/AISC 360-05:2010 para concreto da classe C90



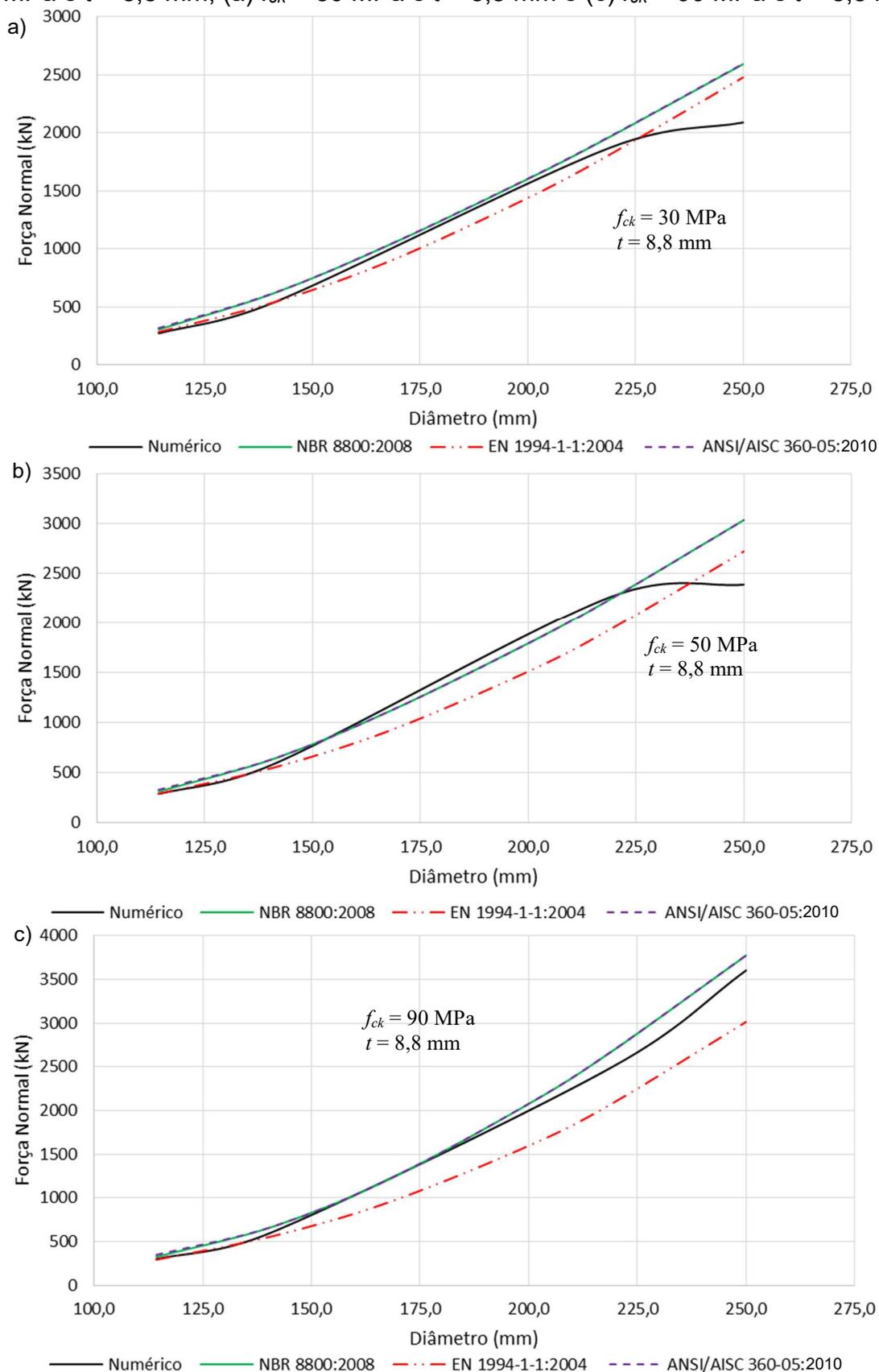
Fonte: Autor.

#### 4.5. Influência do diâmetro do tubo de aço

Doze modelos numéricos com as mesmas três classes de resistências de concreto, 30, 50 e 90 MPa foram implementados. O comprimento dos pilares analisados foi de 5 m, a espessura da parede do tubo de aço foi igual a 8,8 mm, e quatro diâmetros a saber, 114,3; 141,3; 219,1 e 250 mm foram analisados. Dessa forma, a esbelteza reduzida  $\lambda_0$  variou de 0,93 a 1,95, valores condizentes com os limites apresentados pelas normas de dimensionamento.

A figura 4.30 mostra a evolução da força de compressão numérica do pilar misto em função da variação do diâmetro do tubo de aço. Esta figura também compara os resultados normativos com os valores numéricos. As curvas de resistência numéricas se comportaram de maneira muito semelhante as curvas normativas. Os desvios percentuais médios entre os resultados normativos e os numéricos para as três classes de concreto estudadas estão representadas na tabela 4.1

Figura 4.30 – Variação da resistência à compressão em função do diâmetro (a)  $f_{ck} = 30$  MPa e  $t = 8,8$  mm, (b)  $f_{ck} = 50$  MPa e  $t = 8,8$  mm e (c)  $f_{ck} = 90$  MPa e  $t = 8,8$  mm.



Fonte: Autor.

Tabela 4.1 - Desvios percentuais máximos entre resultados numéricos e normativos

$f_{ck}$ (MPa)	ABNT NBR/Num (%)	AISC/Num (%)	EN/Num (%)
30	-13,9	-15,3	-5,0
50	-10,8	-11,8	2,2
90	-7,6	-9,4	10,9

Fonte: Autor.

Como já esperado, com o aumento do diâmetro do tubo de aço, ocorreu também o aumento da resistência à compressão dos pilares mistos. Quando o diâmetro do tubo de aço passa de 114,3 mm para 250,0 mm ocorre um aumento de 82,1% na área de concreto e a resistência do pilar misto eleva-se em média, considerando as três classes de concreto analisadas, em 88,8%. Se considerado apenas os pilares preenchidos com concreto de 30 MPa, a resistência aumenta em 86,9%, já os com  $f_{ck}$  de 50 MPa experimentaram um acréscimo de 87,8% e os pilares de 90 MPa uma elevação de 91,7%. Caso seja aumentado o diâmetro do tubo de 114,3 mm para 219,1 mm há um acréscimo na área de concreto de 77%, já a resistência do pilar aumenta em média em 86,8%, sendo apresentado um aumento de 85,4% para os pilares com concreto de  $f_{ck}$  de 30 MPa, 87,1% para os pilares com  $f_{ck}$  de 50 MPa e 88,0% para pilares de 90 MPa.

A tabela 4.2 mostra o aumento percentual na carga última de compressão numérica do pilar misto com a alteração do  $f_{ck}$  do concreto de preenchimento. Nota-se que ao combinar o aumento do diâmetro com a elevação do  $f_{ck}$  do concreto a diferença percentual também elevou. Uma alteração no  $f_{ck}$  do concreto de preenchimento de um pilar misto com diâmetro de 219,1 mm de 30 MPa para 50 MPa faz com que a carga última de compressão numérica aumente em 17,4% e, alterando-se o  $f_{ck}$  para 90 MPa, esse aumento é de 9,2%.

Tabela 4.2 - -Aumento percentual da carga última de compressão numérica de pilares mistos devido ao aumento do  $f_{ck}$ 

D (mm)	$N_{m\acute{a}x}^{(1)}$ (kN)	$N_{m\acute{a}x}^{(2)}$ (kN)	$N_{m\acute{a}x}^{(3)}$ (kN)	$N_{m\acute{a}x}^{(1)}/N_{m\acute{a}x}^{(2)}$	$N_{m\acute{a}x}^{(2)}/N_{m\acute{a}x}^{(3)}$
	$f_{ck} = 30$ MPa	$f_{ck} = 50$ MPa	$f_{ck} = 90$ MPa	(%)	(%)
114,3	274,2	291,4	300,0	5,9	2,9
141,3	544,3	595,5	614,1	8,6	3,0
219,1	1872,5	2266,1	2495,1	17,4	9,2
250,00	2090,1	2391,0	3603,4	12,6	33,6

## 4.6. Índice de performance

Neste item, faz-se a análise de um índice de performance, denominado razão de contribuição do concreto, que foi definido na literatura científica por Portolés *et al.* (2011). O objetivo foi obter mais conclusões a respeito do estudo paramétrico discutido nesse capítulo.

### 4.6.1. Razão de contribuição do concreto (RCC)

Portolés *et al.* (2011) definem a variável contribuição do concreto (*RCC*) como sendo a razão entre a força máxima experimental e o esforço resistente do perfil tubular sem preenchimento de concreto, equação (4.1).

$$RCC = \frac{N_{máx,exp}}{N_{máx,tubo}} \quad (4.1)$$

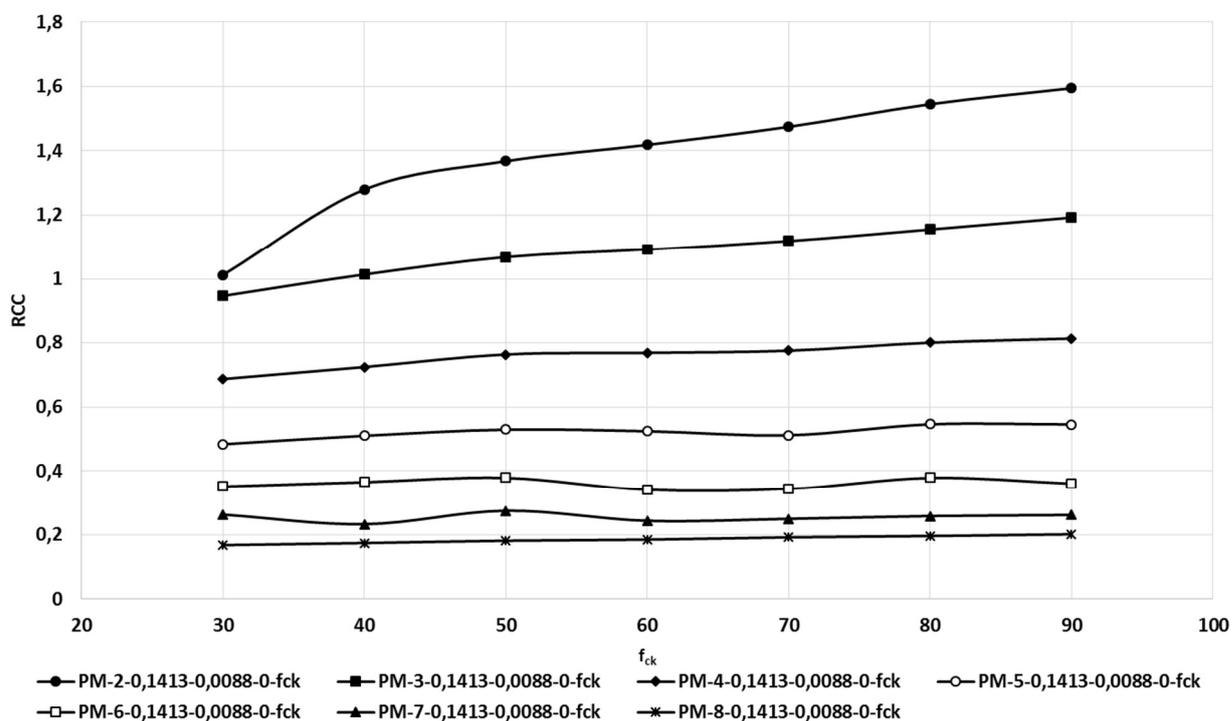
Onde:

$N_{máx,exp}$  é a força de compressão última numérica;

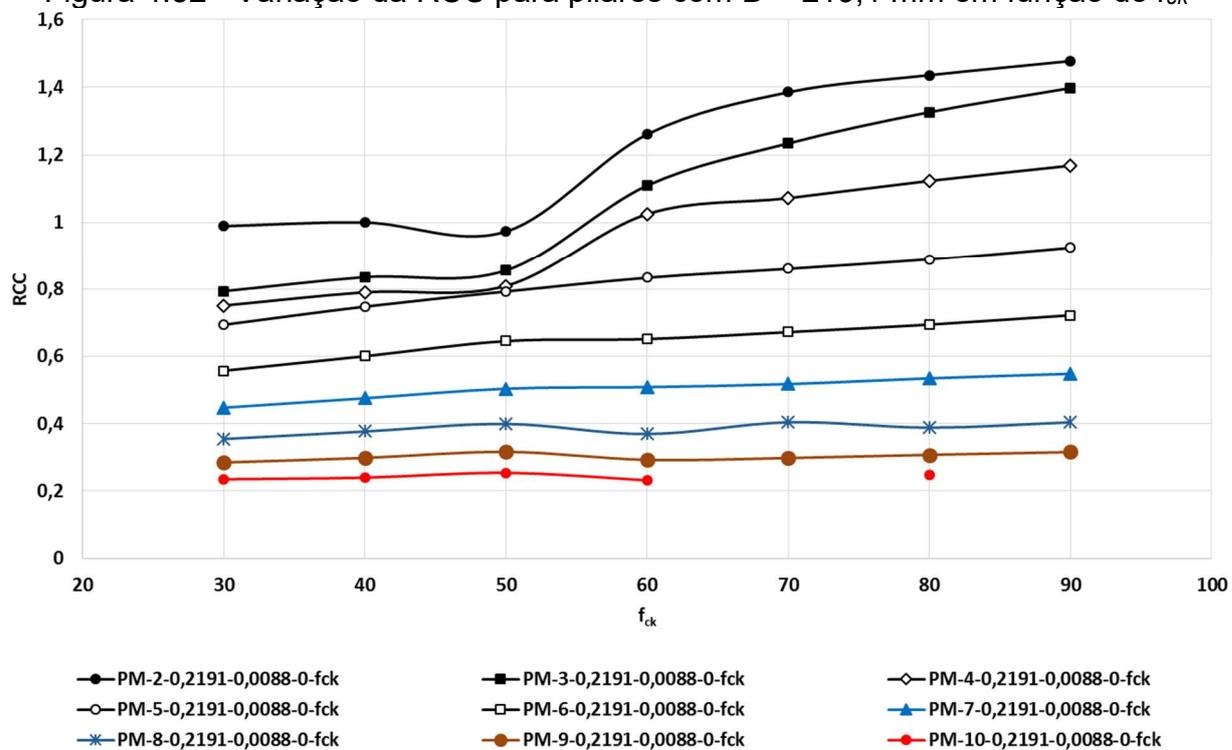
$N_{máx,tubo}$  é o esforço axial resistente do perfil de aço tubular.

As figuras 4.31 e 4.32 relacionam a razão *RCC* com a resistência do concreto dos modelos com diâmetros de 141,3 e 219,1 mm e espessura da parede do tubo igual a 8,8 mm. Nessas figuras, os modelos foram identificados com a designação *PM-L-D-t-e- $f_{ck}$* , mesma simbologia adotada no item 4.2. As resistências ao escoamento ( $f_y$ ) e à ruptura ( $f_u$ ) do aço foram iguais a 350 MPa e 485 MPa, respectivamente.

Pode-se observar nas figuras 4.31 e 4.32 que com o aumento da resistência à compressão do concreto  $f_{ck}$ , a *RCC* também aumenta, porém esta melhoria é mais pronunciada para pilares com menores comprimentos, como exemplo, cita-se um acréscimo de 20,6% na *RCC* do pilar misto da figura 4.31 de comprimento igual a 3m, em detrimento de um aumento de apenas 2,5% para o pilar de comprimento igual a 6m, em concordância com as observações já feitas sobre a figura 4.15.

Figura 4.31 - Variação da RCC para pilares com D = 141,3mm em função do  $f_{ck}$ 

Fonte: Autor.

Figura 4.32 - Variação da RCC para pilares com D = 219,1 mm em função do  $f_{ck}$ 

Fonte: Autor.

## 5. ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PILARES MISTOS COM CARREGAMENTO EXCÊNTRICO

### 5.1. Considerações gerais

Neste capítulo, foram feitas análises numéricas parametrizadas com carregamento excêntrico para a obtenção de resultados que ilustrem a influência de diversos parâmetros no comportamento estrutural dos pilares mistos de aço e concreto. Foram processados trezentos e trinta e dois modelos numéricos, usando o programa Ansys 14.0 (2011), com a modelagem apresentada e aferida no capítulo 3.

No item 5.2 discutem-se as premissas utilizadas na escolha dos modelos numéricos e das variáveis de estudo. A geometria e as características dos modelos são dispostas na forma de tabela.

O item 5.3 apresenta a metodologia adotada para a determinação do momento fletor numérico e das curvas de interação entre o esforço resistente normal e o momento fletor resistente dos modelos numéricos.

A partir do item 5.4, os resultados da análise paramétrica são apresentados em forma de gráficos e tabelas.

### 5.2. Definição dos modelos numéricos

Conforme mencionado no item 5.1, foram implementados trezentos e trinta e dois modelos numéricos de pilares mistos tubulares circulares sujeitos à flexo-compressão. O objetivo foi avaliar a influência de alguns parâmetros, a saber, resistência característica à compressão do concreto,  $f_{ck}$ , excentricidade do carregamento axial,  $e$ , e o diâmetro do tubo de aço  $D$  no comportamento estrutural desses pilares. Dos modelos implementados os primeiros cento e quarenta possuíam diâmetro de 219,1 mm e resistência à compressão do concreto de 30, 50,

70 e 90 MPa, mantendo os demais parâmetros geométricos e físicos inalterados. O restante dos modelos simulados, ou seja, cento e noventa e dois possuíam diâmetro de 355,6 mm com a mesma faixa de variação de resistência do concreto dos primeiros. Os quadros 5.1 e 5.2 mostram os modelos de compressão excêntrica implementados. A simbologia adotada para representar os modelos é a mesma daquela apresentada no item 4.2.

A escolha dos modelos, no que tange ao diâmetro do tubo de aço e a espessura, foi baseada no catálogo de tubos estruturais da empresa Vallourec Tubos do Brasil S.A.. A relação  $D/t$  foi selecionada para que a flambagem local não ocorresse de acordo com as três normas de dimensionamento estudadas. Também optou-se por trabalhar com diâmetros maiores do que os utilizados para o estudo paramétrico de pilares mistos sujeitos à compressão pura, dessa forma foi possível obter uma maior faixa de variação da excentricidade do carregamento. Assim, a excentricidade inicial aplicada foi de 2 mm e este valor foi aumentado progressivamente em intervalos de 2 mm até que se atingisse o ponto no qual as tensões de tração no concreto assumissem valores muito altos, acarretando em problemas de convergência da solução numérica.

Quadro 5.1 - Modelos numéricos implementados. Parâmetros avaliados:  $f_{ck}$  e Diâmetro igual a 219,1 mm

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 30\text{MPa}$						
01	PM-3-0,2191-0,0088-0,002-30	3	219,1	8,8	2	30
02	PM-3-0,2191-0,0088-0,004-30	3	219,1	8,8	4	30
03	PM-3-0,2191-0,0088-0,006-30	3	219,1	8,8	6	30
04	PM-3-0,2191-0,0088-0,008-30	3	219,1	8,8	8	30
05	PM-3-0,2191-0,0088-0,01-30	3	219,1	8,8	10	30
06	PM-3-0,2191-0,0088-0,012-30	3	219,1	8,8	12	30
07	PM-3-0,2191-0,0088-0,014-30	3	219,1	8,8	14	30
08	PM-3-0,2191-0,0088-0,016-30	3	219,1	8,8	16	30
09	PM-3-0,2191-0,0088-0,018-30	3	219,1	8,8	18	30
10	PM-3-0,2191-0,0088-0,02-30	3	219,1	8,8	20	30
11	PM-3-0,2191-0,0088-0,022-30	3	219,1	8,8	22	30
12	PM-3-0,2191-0,0088-0,024-30	3	219,1	8,8	24	30
13	PM-3-0,2191-0,0088-0,026-30	3	219,1	8,8	26	30

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
14	PM-3-0,2191-0,0088-0,028-30	3	219,1	8,8	28	30
15	PM-3-0,2191-0,0088-0,03-30	3	219,1	8,8	30	30
16	PM-3-0,2191-0,0088-0,032-30	3	219,1	8,8	32	30
17	PM-3-0,2191-0,0088-0,034-30	3	219,1	8,8	34	30
18	PM-3-0,2191-0,0088-0,036-30	3	219,1	8,8	36	30
19	PM-3-0,2191-0,0088-0,038-30	3	219,1	8,8	38	30
20	PM-3-0,2191-0,0088-0,04-30	3	219,1	8,8	40	30
21	PM-3-0,2191-0,0088-0,042-30	3	219,1	8,8	42	30
22	PM-3-0,2191-0,0088-0,044-30	3	219,1	8,8	44	30
23	PM-3-0,2191-0,0088-0,046-30	3	219,1	8,8	46	30
24	PM-3-0,2191-0,0088-0,048-30	3	219,1	8,8	48	30
25	PM-3-0,2191-0,0088-0,05-30	3	219,1	8,8	50	30
26	PM-3-0,2191-0,0088-0,052-30	3	219,1	8,8	52	30
27	PM-3-0,2191-0,0088-0,054-30	3	219,1	8,8	54	30
28	PM-3-0,2191-0,0088-0,056-30	3	219,1	8,8	56	30
29	PM-3-0,2191-0,0088-0,058-30	3	219,1	8,8	58	30
30	PM-3-0,2191-0,0088-0,06-30	3	219,1	8,8	60	30
31	PM-3-0,2191-0,0088-0,062-30	3	219,1	8,8	62	30
32	PM-3-0,2191-0,0088-0,064-30	3	219,1	8,8	64	30
33	PM-3-0,2191-0,0088-0,066-30	3	219,1	8,8	66	30
34	PM-3-0,2191-0,0088-0,068-30	3	219,1	8,8	68	30
35	PM-3-0,2191-0,0088-0,07-30	3	219,1	8,8	70	30
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 50\text{MPa}$						
36	PM-3-0,2191-0,0088-0,002-50	3	219,1	8,8	2	50
37	PM-3-0,2191-0,0088-0,004-50	3	219,1	8,8	4	50
38	PM-3-0,2191-0,0088-0,006-50	3	219,1	8,8	6	50
39	PM-3-0,2191-0,0088-0,008-50	3	219,1	8,8	8	50
40	PM-3-0,2191-0,0088-0,01-50	3	219,1	8,8	10	50
41	PM-3-0,2191-0,0088-0,012-50	3	219,1	8,8	12	50
42	PM-3-0,2191-0,0088-0,014-50	3	219,1	8,8	14	50
43	PM-3-0,2191-0,0088-0,016-50	3	219,1	8,8	16	50
44	PM-3-0,2191-0,0088-0,018-50	3	219,1	8,8	18	50
45	PM-3-0,2191-0,0088-0,02-50	3	219,1	8,8	20	50
46	PM-3-0,2191-0,0088-0,022-50	3	219,1	8,8	22	50
47	PM-3-0,2191-0,0088-0,024-50	3	219,1	8,8	24	50
48	PM-3-0,2191-0,0088-0,026-50	3	219,1	8,8	26	50
49	PM-3-0,2191-0,0088-0,028-50	3	219,1	8,8	28	50
50	PM-3-0,2191-0,0088-0,03-50	3	219,1	8,8	30	50
51	PM-3-0,2191-0,0088-0,032-50	3	219,1	8,8	32	50
52	PM-3-0,2191-0,0088-0,034-50	3	219,1	8,8	34	50

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
53	PM-3-0,2191-0,0088-0,036-50	3	219,1	8,8	36	50
54	PM-3-0,2191-0,0088-0,038-50	3	219,1	8,8	38	50
55	PM-3-0,2191-0,0088-0,04-50	3	219,1	8,8	40	50
56	PM-3-0,2191-0,0088-0,042-50	3	219,1	8,8	42	50
57	PM-3-0,2191-0,0088-0,044-50	3	219,1	8,8	44	50
58	PM-3-0,2191-0,0088-0,046-50	3	219,1	8,8	46	50
59	PM-3-0,2191-0,0088-0,048-50	3	219,1	8,8	48	50
60	PM-3-0,2191-0,0088-0,05-50	3	219,1	8,8	50	50
61	PM-3-0,2191-0,0088-0,052-50	3	219,1	8,8	52	50
62	PM-3-0,2191-0,0088-0,054-50	3	219,1	8,8	54	50
63	PM-3-0,2191-0,0088-0,056-50	3	219,1	8,8	56	50
64	PM-3-0,2191-0,0088-0,058-50	3	219,1	8,8	58	50
65	PM-3-0,2191-0,0088-0,06-50	3	219,1	8,8	60	50
66	PM-3-0,2191-0,0088-0,062-50	3	219,1	8,8	62	50
67	PM-3-0,2191-0,0088-0,064-50	3	219,1	8,8	64	50
68	PM-3-0,2191-0,0088-0,066-50	3	219,1	8,8	66	50
69	PM-3-0,2191-0,0088-0,068-50	3	219,1	8,8	68	50
70	PM-3-0,2191-0,0088-0,07-50	3	219,1	8,8	70	50
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 70\text{MPa}$						
71	PM-3-0,2191-0,0088-0,002-70	3	219,1	8,8	2	70
72	PM-3-0,2191-0,0088-0,004-70	3	219,1	8,8	4	70
73	PM-3-0,2191-0,0088-0,006-70	3	219,1	8,8	6	70
74	PM-3-0,2191-0,0088-0,008-70	3	219,1	8,8	8	70
75	PM-3-0,2191-0,0088-0,01-70	3	219,1	8,8	10	70
76	PM-3-0,2191-0,0088-0,012-70	3	219,1	8,8	12	70
77	PM-3-0,2191-0,0088-0,014-70	3	219,1	8,8	14	70
78	PM-3-0,2191-0,0088-0,016-70	3	219,1	8,8	16	70
79	PM-3-0,2191-0,0088-0,018-70	3	219,1	8,8	18	70
80	PM-3-0,2191-0,0088-0,02-70	3	219,1	8,8	20	70
81	PM-3-0,2191-0,0088-0,022-70	3	219,1	8,8	22	70
82	PM-3-0,2191-0,0088-0,024-70	3	219,1	8,8	24	70
83	PM-3-0,2191-0,0088-0,026-70	3	219,1	8,8	26	70
84	PM-3-0,2191-0,0088-0,028-70	3	219,1	8,8	28	70
85	PM-3-0,2191-0,0088-0,03-70	3	219,1	8,8	30	70
86	PM-3-0,2191-0,0088-0,032-70	3	219,1	8,8	32	70
87	PM-3-0,2191-0,0088-0,034-70	3	219,1	8,8	34	70
88	PM-3-0,2191-0,0088-0,036-70	3	219,1	8,8	36	70
89	PM-3-0,2191-0,0088-0,038-70	3	219,1	8,8	38	70
90	PM-3-0,2191-0,0088-0,04-70	3	219,1	8,8	40	70
91	PM-3-0,2191-0,0088-0,042-70	3	219,1	8,8	42	70

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
92	PM-3-0,2191-0,0088-0,044-70	3	219,1	8,8	44	70
93	PM-3-0,2191-0,0088-0,046-70	3	219,1	8,8	46	70
94	PM-3-0,2191-0,0088-0,048-70	3	219,1	8,8	48	70
95	PM-3-0,2191-0,0088-0,05-70	3	219,1	8,8	50	70
96	PM-3-0,2191-0,0088-0,052-70	3	219,1	8,8	52	70
97	PM-3-0,2191-0,0088-0,054-70	3	219,1	8,8	54	70
98	PM-3-0,2191-0,0088-0,056-70	3	219,1	8,8	56	70
99	PM-3-0,2191-0,0088-0,058-70	3	219,1	8,8	58	70
100	PM-3-0,2191-0,0088-0,06-70	3	219,1	8,8	60	70
101	PM-3-0,2191-0,0088-0,062-70	3	219,1	8,8	62	70
102	PM-3-0,2191-0,0088-0,064-70	3	219,1	8,8	64	70
103	PM-3-0,2191-0,0088-0,066-70	3	219,1	8,8	66	70
104	PM-3-0,2191-0,0088-0,068-70	3	219,1	8,8	68	70
105	PM-3-0,2191-0,0088-0,07-70	3	219,1	8,8	70	70
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 90\text{MPa}$						
106	PM-3-0,2191-0,0088-0,002-90	3	219,1	8,8	2	90
107	PM-3-0,2191-0,0088-0,004-90	3	219,1	8,8	4	90
108	PM-3-0,2191-0,0088-0,006-90	3	219,1	8,8	6	90
109	PM-3-0,2191-0,0088-0,008-90	3	219,1	8,8	8	90
110	PM-3-0,2191-0,0088-0,01-90	3	219,1	8,8	10	90
111	PM-3-0,2191-0,0088-0,012-90	3	219,1	8,8	12	90
112	PM-3-0,2191-0,0088-0,014-90	3	219,1	8,8	14	90
113	PM-3-0,2191-0,0088-0,016-90	3	219,1	8,8	16	90
114	PM-3-0,2191-0,0088-0,018-90	3	219,1	8,8	18	90
115	PM-3-0,2191-0,0088-0,02-90	3	219,1	8,8	20	90
116	PM-3-0,2191-0,0088-0,022-90	3	219,1	8,8	22	90
117	PM-3-0,2191-0,0088-0,024-90	3	219,1	8,8	24	90
118	PM-3-0,2191-0,0088-0,026-90	3	219,1	8,8	26	90
119	PM-3-0,2191-0,0088-0,028-90	3	219,1	8,8	28	90
120	PM-3-0,2191-0,0088-0,03-90	3	219,1	8,8	30	90
121	PM-3-0,2191-0,0088-0,032-90	3	219,1	8,8	32	90
122	PM-3-0,2191-0,0088-0,034-90	3	219,1	8,8	34	90
123	PM-3-0,2191-0,0088-0,036-90	3	219,1	8,8	36	90
124	PM-3-0,2191-0,0088-0,038-90	3	219,1	8,8	38	90
125	PM-3-0,2191-0,0088-0,04-90	3	219,1	8,8	40	90
126	PM-3-0,2191-0,0088-0,042-90	3	219,1	8,8	42	90
127	PM-3-0,2191-0,0088-0,044-90	3	219,1	8,8	44	90
128	PM-3-0,2191-0,0088-0,046-90	3	219,1	8,8	46	90
129	PM-3-0,2191-0,0088-0,048-90	3	219,1	8,8	48	90
130	PM-3-0,2191-0,0088-0,05-90	3	219,1	8,8	50	90

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
131	PM-3-0,2191-0,0088-0,052-90	3	219,1	8,8	52	90
132	PM-3-0,2191-0,0088-0,054-90	3	219,1	8,8	54	90
133	PM-3-0,2191-0,0088-0,056-90	3	219,1	8,8	56	90
134	PM-3-0,2191-0,0088-0,058-90	3	219,1	8,8	58	90
135	PM-3-0,2191-0,0088-0,06-90	3	219,1	8,8	60	90
136	PM-3-0,2191-0,0088-0,062-90	3	219,1	8,8	62	90
137	PM-3-0,2191-0,0088-0,064-90	3	219,1	8,8	64	90
138	PM-3-0,2191-0,0088-0,066-90	3	219,1	8,8	66	90
139	PM-3-0,2191-0,0088-0,068-90	3	219,1	8,8	68	90
140	PM-3-0,2191-0,0088-0,07-90	3	219,1	8,8	70	90

Fonte: Autor.

Quadro 5.2 - Modelos numéricos implementados. Parâmetros avaliados:  $f_{ck}$  e Diâmetro igual a 355,6 mm

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 30\text{MPa}$						
01	PM-3-0,3556-0,0088-0,002-30	3	355,6	8,8	2	30
02	PM-3-0,3556-0,0088-0,004-30	3	355,6	8,8	4	30
03	PM-3-0,3556-0,0088-0,006-30	3	355,6	8,8	6	30
04	PM-3-0,3556-0,0088-0,008-30	3	355,6	8,8	8	30
05	PM-3-0,3556-0,0088-0,01-30	3	355,6	8,8	10	30
06	PM-3-0,3556-0,0088-0,012-30	3	355,6	8,8	12	30
07	PM-3-0,3556-0,0088-0,014-30	3	355,6	8,8	14	30
08	PM-3-0,3556-0,0088-0,016-30	3	355,6	8,8	16	30
09	PM-3-0,3556-0,0088-0,018-30	3	355,6	8,8	18	30
10	PM-3-0,3556-0,0088-0,02-30	3	355,6	8,8	20	30
11	PM-3-0,3556-0,0088-0,022-30	3	355,6	8,8	22	30
12	PM-3-0,3556-0,0088-0,024-30	3	355,6	8,8	24	30
13	PM-3-0,3556-0,0088-0,026-30	3	355,6	8,8	26	30
14	PM-3-0,3556-0,0088-0,028-30	3	355,6	8,8	28	30
15	PM-3-0,3556-0,0088-0,03-30	3	355,6	8,8	30	30
16	PM-3-0,3556-0,0088-0,032-30	3	355,6	8,8	32	30
17	PM-3-0,3556-0,0088-0,034-30	3	355,6	8,8	34	30
18	PM-3-0,3556-0,0088-0,036-30	3	355,6	8,8	36	30
19	PM-3-0,3556-0,0088-0,038-30	3	355,6	8,8	38	30
20	PM-3-0,3556-0,0088-0,04-30	3	355,6	8,8	40	30
21	PM-3-0,3556-0,0088-0,042-30	3	355,6	8,8	42	30

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
22	PM-3-0,3556-0,0088-0,044-30	3	355,6	8,8	44	30
23	PM-3-0,3556-0,0088-0,046-30	3	355,6	8,8	46	30
24	PM-3-0,3556-0,0088-0,048-30	3	355,6	8,8	48	30
25	PM-3-0,3556-0,0088-0,05-30	3	355,6	8,8	50	30
26	PM-3-0,3556-0,0088-0,052-30	3	355,6	8,8	52	30
27	PM-3-0,3556-0,0088-0,054-30	3	355,6	8,8	54	30
28	PM-3-0,3556-0,0088-0,056-30	3	355,6	8,8	56	30
29	PM-3-0,3556-0,0088-0,058-30	3	355,6	8,8	58	30
30	PM-3-0,3556-0,0088-0,06-30	3	355,6	8,8	60	30
31	PM-3-0,3556-0,0088-0,062-30	3	355,6	8,8	62	30
32	PM-3-0,3556-0,0088-0,064-30	3	355,6	8,8	64	30
33	PM-3-0,3556-0,0088-0,066-30	3	355,6	8,8	66	30
34	PM-3-0,3556-0,0088-0,068-30	3	355,6	8,8	68	30
35	PM-3-0,3556-0,0088-0,07-30	3	355,6	8,8	70	30
36	PM-3-0,3556-0,0088-0,072-30	3	355,6	8,8	72	30
37	PM-3-0,3556-0,0088-0,074-30	3	355,6	8,8	74	30
38	PM-3-0,3556-0,0088-0,076-30	3	355,6	8,8	76	30
39	PM-3-0,3556-0,0088-0,078-30	3	355,6	8,8	78	30
40	PM-3-0,3556-0,0088-0,08-30	3	355,6	8,8	80	30
41	PM-3-0,3556-0,0088-0,082-30	3	355,6	8,8	82	30
42	PM-3-0,3556-0,0088-0,084-30	3	355,6	8,8	84	30
43	PM-3-0,3556-0,0088-0,086-30	3	355,6	8,8	86	30
44	PM-3-0,3556-0,0088-0,088-30	3	355,6	8,8	88	30
45	PM-3-0,3556-0,0088-0,09-30	3	355,6	8,8	90	30
46	PM-3-0,3556-0,0088-0,092-30	3	355,6	8,8	92	30
47	PM-3-0,3556-0,0088-0,094-30	3	355,6	8,8	94	30
48	PM-3-0,3556-0,0088-0,096-30	3	355,6	8,8	96	30
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 50\text{MPa}$						
49	PM-3-0,3556-0,0088-0,002-50	3	355,6	8,8	2	50
50	PM-3-0,3556-0,0088-0,004-50	3	355,6	8,8	4	50
51	PM-3-0,3556-0,0088-0,006-50	3	355,6	8,8	6	50
52	PM-3-0,3556-0,0088-0,008-50	3	355,6	8,8	8	50
53	PM-3-0,3556-0,0088-0,01-50	3	355,6	8,8	10	50
54	PM-3-0,3556-0,0088-0,012-50	3	355,6	8,8	12	50
55	PM-3-0,3556-0,0088-0,014-50	3	355,6	8,8	14	50
56	PM-3-0,3556-0,0088-0,016-50	3	355,6	8,8	16	50
57	PM-3-0,3556-0,0088-0,018-50	3	355,6	8,8	18	50
58	PM-3-0,3556-0,0088-0,02-50	3	355,6	8,8	20	50
59	PM-3-0,3556-0,0088-0,022-50	3	355,6	8,8	22	50
60	PM-3-0,3556-0,0088-0,024-50	3	355,6	8,8	24	50

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
61	PM-3-0,3556-0,0088-0,026-50	3	355,6	8,8	26	50
62	PM-3-0,3556-0,0088-0,028-50	3	355,6	8,8	28	50
63	PM-3-0,3556-0,0088-0,03-50	3	355,6	8,8	30	50
64	PM-3-0,3556-0,0088-0,032-50	3	355,6	8,8	32	50
65	PM-3-0,3556-0,0088-0,034-50	3	355,6	8,8	34	50
66	PM-3-0,3556-0,0088-0,036-50	3	355,6	8,8	36	50
67	PM-3-0,3556-0,0088-0,038-50	3	355,6	8,8	38	50
68	PM-3-0,3556-0,0088-0,04-50	3	355,6	8,8	40	50
69	PM-3-0,3556-0,0088-0,042-50	3	355,6	8,8	42	50
70	PM-3-0,3556-0,0088-0,044-50	3	355,6	8,8	44	50
71	PM-3-0,3556-0,0088-0,046-50	3	355,6	8,8	46	50
72	PM-3-0,3556-0,0088-0,048-50	3	355,6	8,8	48	50
73	PM-3-0,3556-0,0088-0,05-50	3	355,6	8,8	50	50
74	PM-3-0,3556-0,0088-0,052-50	3	355,6	8,8	52	50
75	PM-3-0,3556-0,0088-0,054-50	3	355,6	8,8	54	50
76	PM-3-0,3556-0,0088-0,056-50	3	355,6	8,8	56	50
77	PM-3-0,3556-0,0088-0,058-50	3	355,6	8,8	58	50
78	PM-3-0,3556-0,0088-0,06-50	3	355,6	8,8	60	50
79	PM-3-0,3556-0,0088-0,062-50	3	355,6	8,8	62	50
80	PM-3-0,3556-0,0088-0,064-50	3	355,6	8,8	64	50
81	PM-3-0,3556-0,0088-0,066-50	3	355,6	8,8	66	50
82	PM-3-0,3556-0,0088-0,068-50	3	355,6	8,8	68	50
83	PM-3-0,3556-0,0088-0,07-50	3	355,6	8,8	70	50
84	PM-3-0,3556-0,0088-0,072-50	3	355,6	8,8	72	50
85	PM-3-0,3556-0,0088-0,074-50	3	355,6	8,8	74	50
86	PM-3-0,3556-0,0088-0,076-50	3	355,6	8,8	76	50
87	PM-3-0,3556-0,0088-0,078-50	3	355,6	8,8	78	50
88	PM-3-0,3556-0,0088-0,08-50	3	355,6	8,8	80	50
89	PM-3-0,3556-0,0088-0,082-50	3	355,6	8,8	82	50
90	PM-3-0,3556-0,0088-0,084-50	3	355,6	8,8	84	50
91	PM-3-0,3556-0,0088-0,086-50	3	355,6	8,8	86	50
92	PM-3-0,3556-0,0088-0,088-50	3	355,6	8,8	88	50
93	PM-3-0,3556-0,0088-0,09-50	3	355,6	8,8	90	50
94	PM-3-0,3556-0,0088-0,092-50	3	355,6	8,8	92	50
95	PM-3-0,3556-0,0088-0,094-50	3	355,6	8,8	94	50
96	PM-3-0,3556-0,0088-0,096-50	3	355,6	8,8	96	50
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 70\text{MPa}$						
97	PM-3-0,3556-0,0088-0,002-70	3	355,6	8,8	2	70
98	PM-3-0,3556-0,0088-0,004-70	3	355,6	8,8	4	70
99	PM-3-0,3556-0,0088-0,006-70	3	355,6	8,8	6	70

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
100	PM-3-0,3556-0,0088-0,008-70	3	355,6	8,8	8	70
101	PM-3-0,3556-0,0088-0,01-70	3	355,6	8,8	10	70
102	PM-3-0,3556-0,0088-0,012-70	3	355,6	8,8	12	70
103	PM-3-0,3556-0,0088-0,014-70	3	355,6	8,8	14	70
104	PM-3-0,3556-0,0088-0,016-70	3	355,6	8,8	16	70
105	PM-3-0,3556-0,0088-0,018-70	3	355,6	8,8	18	70
106	PM-3-0,3556-0,0088-0,02-70	3	355,6	8,8	20	70
107	PM-3-0,3556-0,0088-0,022-70	3	355,6	8,8	22	70
108	PM-3-0,3556-0,0088-0,024-70	3	355,6	8,8	24	70
109	PM-3-0,3556-0,0088-0,026-70	3	355,6	8,8	26	70
110	PM-3-0,3556-0,0088-0,028-70	3	355,6	8,8	28	70
111	PM-3-0,3556-0,0088-0,03-70	3	355,6	8,8	30	70
112	PM-3-0,3556-0,0088-0,032-70	3	355,6	8,8	32	70
113	PM-3-0,3556-0,0088-0,034-70	3	355,6	8,8	34	70
114	PM-3-0,3556-0,0088-0,036-70	3	355,6	8,8	36	70
115	PM-3-0,3556-0,0088-0,038-70	3	355,6	8,8	38	70
116	PM-3-0,3556-0,0088-0,04-70	3	355,6	8,8	40	70
117	PM-3-0,3556-0,0088-0,042-70	3	355,6	8,8	42	70
118	PM-3-0,3556-0,0088-0,044-70	3	355,6	8,8	44	70
119	PM-3-0,3556-0,0088-0,046-70	3	355,6	8,8	46	70
120	PM-3-0,3556-0,0088-0,048-70	3	355,6	8,8	48	70
121	PM-3-0,3556-0,0088-0,05-70	3	355,6	8,8	50	70
122	PM-3-0,3556-0,0088-0,052-70	3	355,6	8,8	52	70
123	PM-3-0,3556-0,0088-0,054-70	3	355,6	8,8	54	70
124	PM-3-0,3556-0,0088-0,056-70	3	355,6	8,8	56	70
125	PM-3-0,3556-0,0088-0,058-70	3	355,6	8,8	58	70
126	PM-3-0,3556-0,0088-0,06-70	3	355,6	8,8	60	70
127	PM-3-0,3556-0,0088-0,062-70	3	355,6	8,8	62	70
128	PM-3-0,3556-0,0088-0,064-70	3	355,6	8,8	64	70
129	PM-3-0,3556-0,0088-0,066-70	3	355,6	8,8	66	70
130	PM-3-0,3556-0,0088-0,068-70	3	355,6	8,8	68	70
131	PM-3-0,3556-0,0088-0,07-70	3	355,6	8,8	70	70
132	PM-3-0,3556-0,0088-0,072-70	3	355,6	8,8	72	70
133	PM-3-0,3556-0,0088-0,074-70	3	355,6	8,8	74	70
134	PM-3-0,3556-0,0088-0,076-70	3	355,6	8,8	76	70
135	PM-3-0,3556-0,0088-0,078-70	3	355,6	8,8	78	70
136	PM-3-0,3556-0,0088-0,08-70	3	355,6	8,8	80	70
137	PM-3-0,3556-0,0088-0,082-70	3	355,6	8,8	82	70
138	PM-3-0,3556-0,0088-0,084-70	3	355,6	8,8	84	70
139	PM-3-0,3556-0,0088-0,086-70	3	355,6	8,8	86	70

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
140	PM-3-0,3556-0,0088-0,088-70	3	355,6	8,8	88	70
141	PM-3-0,3556-0,0088-0,09-70	3	355,6	8,8	90	70
142	PM-3-0,3556-0,0088-0,092-70	3	355,6	8,8	92	70
143	PM-3-0,3556-0,0088-0,094-70	3	355,6	8,8	94	70
144	PM-3-0,3556-0,0088-0,096-70	3	355,6	8,8	96	70
Parâmetro Analisado: $f_{ck} = 90\text{MPa}$						
145	PM-3-0,3556-0,0088-0,002-90	3	355,6	8,8	2	90
146	PM-3-0,3556-0,0088-0,004-90	3	355,6	8,8	4	90
147	PM-3-0,3556-0,0088-0,006-90	3	355,6	8,8	6	90
148	PM-3-0,3556-0,0088-0,008-90	3	355,6	8,8	8	90
149	PM-3-0,3556-0,0088-0,01-90	3	355,6	8,8	10	90
150	PM-3-0,3556-0,0088-0,012-90	3	355,6	8,8	12	90
151	PM-3-0,3556-0,0088-0,014-90	3	355,6	8,8	14	90
152	PM-3-0,3556-0,0088-0,016-90	3	355,6	8,8	16	90
153	PM-3-0,3556-0,0088-0,018-90	3	355,6	8,8	18	90
154	PM-3-0,3556-0,0088-0,02-90	3	355,6	8,8	20	90
155	PM-3-0,3556-0,0088-0,022-90	3	355,6	8,8	22	90
156	PM-3-0,3556-0,0088-0,024-90	3	355,6	8,8	24	90
157	PM-3-0,3556-0,0088-0,026-90	3	355,6	8,8	26	90
158	PM-3-0,3556-0,0088-0,028-90	3	355,6	8,8	28	90
159	PM-3-0,3556-0,0088-0,03-90	3	355,6	8,8	30	90
160	PM-3-0,3556-0,0088-0,032-90	3	355,6	8,8	32	90
161	PM-3-0,3556-0,0088-0,034-90	3	355,6	8,8	34	90
162	PM-3-0,3556-0,0088-0,036-90	3	355,6	8,8	36	90
163	PM-3-0,3556-0,0088-0,038-90	3	355,6	8,8	38	90
164	PM-3-0,3556-0,0088-0,04-90	3	355,6	8,8	40	90
165	PM-3-0,3556-0,0088-0,042-90	3	355,6	8,8	42	90
166	PM-3-0,3556-0,0088-0,044-90	3	355,6	8,8	44	90
167	PM-3-0,3556-0,0088-0,046-90	3	355,6	8,8	46	90
168	PM-3-0,3556-0,0088-0,048-90	3	355,6	8,8	48	90
169	PM-3-0,3556-0,0088-0,05-90	3	355,6	8,8	50	90
170	PM-3-0,3556-0,0088-0,052-90	3	355,6	8,8	52	90
171	PM-3-0,3556-0,0088-0,054-90	3	355,6	8,8	54	90
172	PM-3-0,3556-0,0088-0,056-90	3	355,6	8,8	56	90
173	PM-3-0,3556-0,0088-0,058-90	3	355,6	8,8	58	90
174	PM-3-0,3556-0,0088-0,06-90	3	355,6	8,8	60	90
175	PM-3-0,3556-0,0088-0,062-90	3	355,6	8,8	62	90
176	PM-3-0,3556-0,0088-0,064-90	3	355,6	8,8	64	90
177	PM-3-0,3556-0,0088-0,066-90	3	355,6	8,8	66	90
178	PM-3-0,3556-0,0088-0,068-90	3	355,6	8,8	68	90

Nº	Modelos	Perfil de aço			Carregamento	Concreto
		L (m)	D (mm)	t (mm)	e (mm)	$f_{ck}$ (MPa)
179	PM-3-0,3556-0,0088-0,07-90	3	355,6	8,8	70	90
180	PM-3-0,3556-0,0088-0,072-90	3	355,6	8,8	72	90
181	PM-3-0,3556-0,0088-0,074-90	3	355,6	8,8	74	90
182	PM-3-0,3556-0,0088-0,076-90	3	355,6	8,8	76	90
183	PM-3-0,3556-0,0088-0,078-90	3	355,6	8,8	78	90
184	PM-3-0,3556-0,0088-0,08-90	3	355,6	8,8	80	90
185	PM-3-0,3556-0,0088-0,082-90	3	355,6	8,8	82	90
186	PM-3-0,3556-0,0088-0,084-90	3	355,6	8,8	84	90
187	PM-3-0,3556-0,0088-0,086-90	3	355,6	8,8	86	90
188	PM-3-0,3556-0,0088-0,088-90	3	355,6	8,8	88	90
189	PM-3-0,3556-0,0088-0,09-90	3	355,6	8,8	90	90
190	PM-3-0,3556-0,0088-0,092-90	3	355,6	8,8	92	90
191	PM-3-0,3556-0,0088-0,094-90	3	355,6	8,8	94	90
192	PM-3-0,3556-0,0088-0,096-90	3	355,6	8,8	96	90

Fonte: Autor.

### 5.3. Metodologia do estudo

Os modelos numéricos possuíam  $f_{ck}$  variando de 30 a 90 MPa, espessura da parede do tubo de aço igual a 8,8 mm e dois diâmetros: 219,1 e 355,6 mm. O comprimento adotado para os pilares mistos de aço e concreto foi de 3 m.

A partir dos resultados numéricos, foram geradas curvas de interação com o eixo das ordenadas representando a razão entre a carga última numérica e a força axial de compressão característica à plastificação ( $N_{pl}$ ), e o eixo das abscissas a razão entre o momento fletor correspondente à carga última numérica e o momento fletor característico de plastificação ( $M_{pl}$ ). Estas curvas foram confrontadas com as previsões normativas dos três códigos analisados, a saber, ABNT NBR 8800:2008 (método II com adaptação da ABNT NBR 16239 (2013)), ANSI/AISC 360-05:2010 e EN 1994-1-1:2004.

Os valores do momento fletor correspondente à carga última foram obtidos a partir do produto dessa carga pela soma da excentricidade inicial do carregamento aplicado e o deslocamento lateral a meia altura do pilar, equação (5.1).

$$M_{ult} = N_{ult} (e_0 + \delta_c) \quad (5.1)$$

onde:

$M_{ult}$  é o momento fletor correspondente à carga última numérica;

$N_{ult}$  é a carga última numérica;

$e_0$  é a excentricidade inicial do carregamento aplicado;

$\delta_c$  é o deslocamento máximo a meia altura do pilar.

#### **5.4. Influência da resistência à compressão do concreto e do diâmetro do tubo de aço**

As figuras 5.1 e 5.2 mostram que os valores característicos, obtidos pelo ANSI/AISC 360-05:2010, quando comparados com resultados numéricos ficam sempre a favor da segurança, sendo este procedimento normativo o único a apresentar tal característica. Nota-se também que o grau de conservadorismo é maior para o pilar misto de maior diâmetro e que as curvas numérica e normativa se distanciam à medida que a razão  $M/M_{pl}$  aumenta, o que leva a crer que o método não seja atraente para o uso em pilares flexo-comprimidos com alto valor de momento fletor solicitante.

O procedimento normativo da ABNT NBR 8800:2008 apresentou resultados promissores para os pilares com diâmetro igual a 355,6 mm, uma vez que a curva de interação numérica ficou bem próxima e externa à curva normativa para o concreto de 30 MPa de resistência característica à compressão.

Para os pilares de diâmetro 355,6 mm, à medida que a resistência característica à compressão do concreto aumentava, ocorria uma diminuição no intervalo no qual a ABNT NBR 8800:2008 permanecia abaixo dos resultados numéricos, Como por exemplo, nos pilares com concreto de 50 MPa, a curva de interação numérica tornou-se interna à curva dos resultados previstos pela ABNT NBR 8800:2008 em um valor de momento igual a 62,6% do momento de plastificação,  $M_{pl}$ , enquanto que para os pilares com concreto de 70 MPa, este fato ocorreu em um momento igual a 55,1% de  $M_{pl}$  e para 90 MPa em 48,8% de  $M_{pl}$ . Já para os pilares com diâmetro de 219,1 mm, a curva de interação do procedimento da ABNT NBR 8800:2008 para concreto de 30 MPa, mostrou-se segura até 27,4% de  $M_{pl}$ , para concreto de 50 MPa este valor subiu para 29,2% e caiu para 23,0% e 18,1% para concretos de 70 e 90 MPa respectivamente.

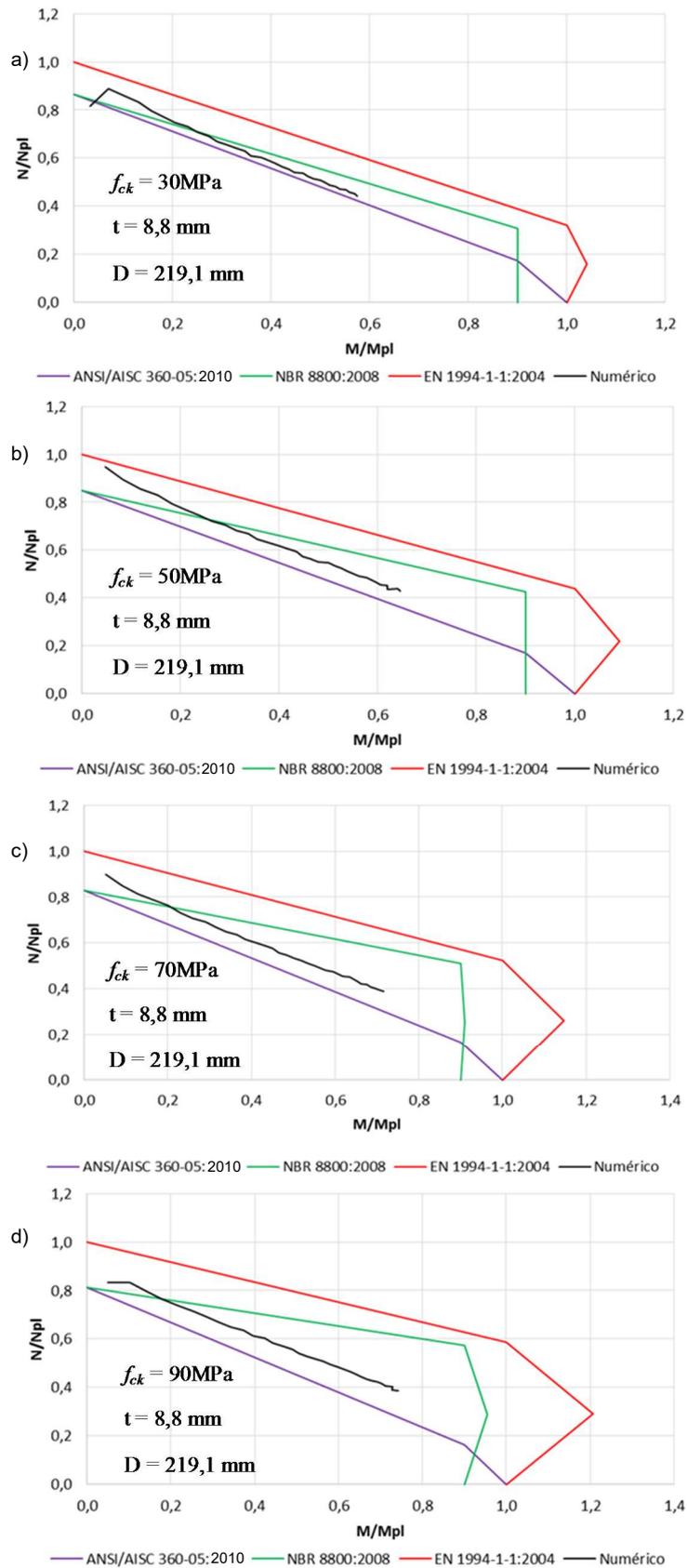
A EN 1994-1-1:2004 apresentou curvas de interação situadas acima das curvas numéricas para os pilares de diâmetro 219,1 mm, ou seja, inadequados, porém, para os pilares de diâmetro 355,6 mm, uma parte das curvas de interação normativa ficou interna às numéricas, como exemplo, os pilares com concreto de 50 MPa onde a curva de interação do EN 1994-1-1:2004 foi plotada interna à numérica até um valor de momento igual a 40,0% de  $M_{pl}$ , para os demais concretos este percentual foi de 19,0%. Liu *et al.*, Zeghiche e Chaoui apud Portolés *et al.* (2011) e Caldas (2004) também já haviam comentado sobre resultados inadequados em relação à formulação do EN 1994-1-1:2004.

Um dos motivos pelos quais a EN 1994-1-1:2004 apresentou resultados melhores para os pilares com diâmetro 355,6 mm pode estar no fato de para esses pilares, o efeito de confinamento é levado em consideração, uma vez que as esbeltezes  $\lambda_0$  foram menores ( $f_{ck}$  30 e 50 MPa) do que 0,5 e concomitantemente possuíam uma razão  $e/D$  menor que 0,1. Os pilares mistos com concreto de  $f_{ck}$  70 e 90 MPa possuíam  $\lambda_0$  maior do que 0,5, ou seja, suas curvas de interação não levavam em consideração o efeito do confinamento do concreto, por isso a diminuição no intervalo de resultados seguros.

Em relação às curvas numéricas, pelas figuras 5.1 e 5.2 pode-se notar que a abrangência dessas se limitou a valores da razão  $N/N_{pl}$  maiores que 0,38. A dificuldade na obtenção de dados numéricos para o traçado completo das curvas de

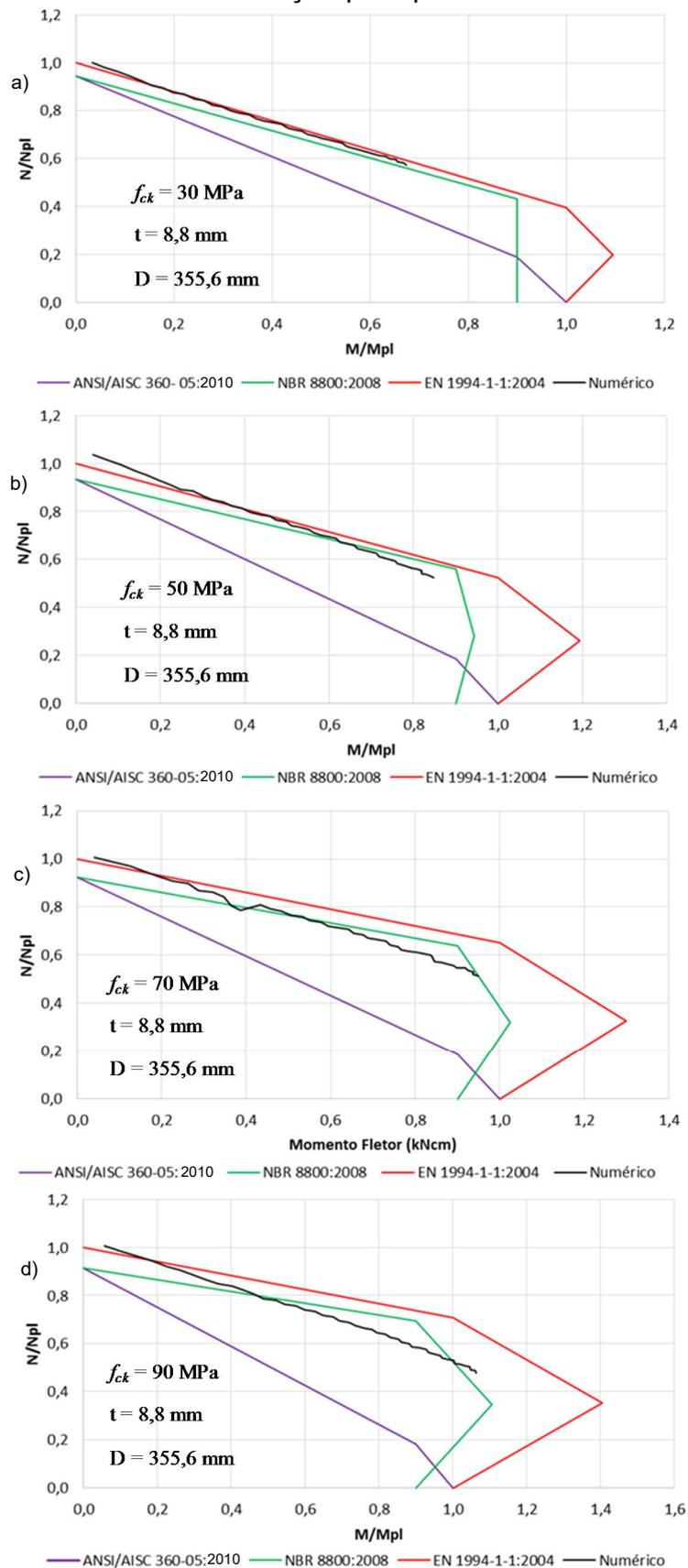
interação ocorre devido à falta de convergência da solução numérica devido a elevados níveis de tensão de tração. Quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior foi a abrangência da curva numérica de interação da força normal e o momento fletor. Conjuntamente pode se perceber que quanto maior a razão  $D/t$ , maior foi a abrangência das curvas numéricas de interação, por exemplo para os pilares com  $D = 219,1$  mm, as curvas atingiram 58%, 65%, 72% e 74% de  $M_{pl}$  para os pilares com concreto de 30, 50, 70 e 90 MPa respectivamente, já os pilares com  $D = 355,6$  mm as curvas numéricas alcançaram 68%, 85%, 95% e 106% de  $M_{pl}$  considerando a mesma sequência de classes de resistência do concreto. Provavelmente, este fato ocorre porque os modelos numéricos de pilar misto flexo-comprimidos apresentam a ruína relacionada a tensões de tração no concreto, com isso, aumentando a área de concreto e a resistência deste material, os modelos atingem o colapso em um nível mais elevado de carregamento.

Figura 5.1 – Curvas de interação para pilar misto de diâmetro 219,1 mm



Fonte: Autor.

Figura 5.2 – Curvas de interação para pilar misto de diâmetro 355,6 mm.



Fonte: Autor.

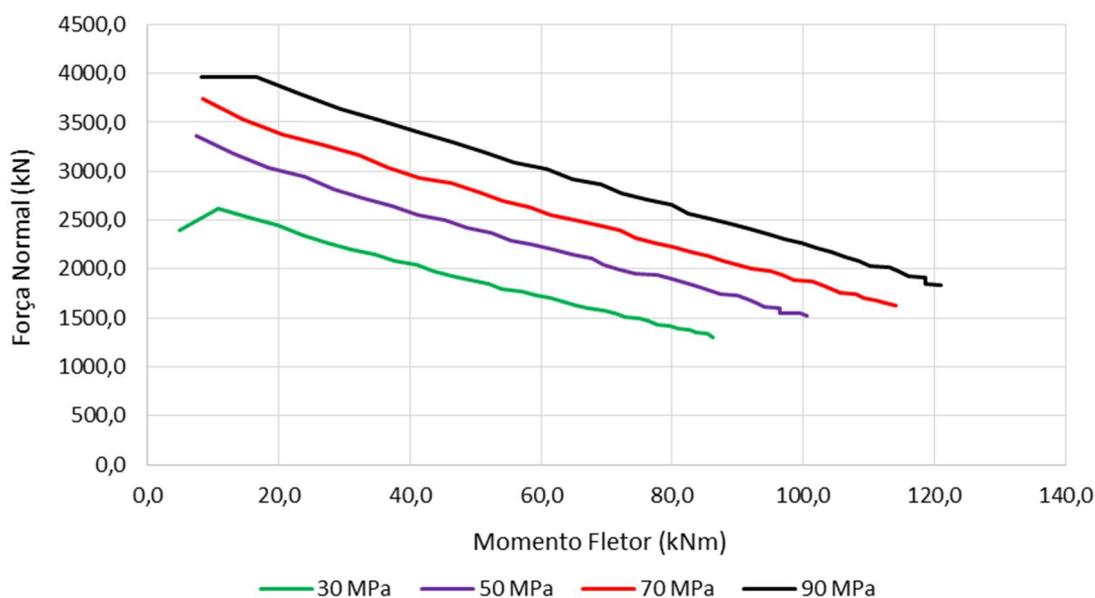
As figuras 5.3 e 5.4 mostram as curvas de interação, esforço normal versus momento fletor, para valores de resistência à compressão do concreto iguais a 30, 50, 70 e 90 MPa e diâmetros dos tubos de aço iguais a 219,1 e 355,6 mm, respectivamente. Nota-se que quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior a capacidade resistente à flexo-compressão dos pilares, assim como no caso da compressão pura. Pode-se notar também que uma variação gradual na resistência à compressão do concreto (intervalos de 20 MPa) induziu a um aumento na capacidade resistente à flexo-compressão dos pilares levemente decrescente. Como exemplo, pode-se citar os pilares com  $D = 355,6$  mm que tiveram um aumento médio na resistência de 28,7% com a alteração do  $f_{ck}$  de 30 para 50 MPa, de 18,0% com a alteração do  $f_{ck}$  de 50 para 70 MPa e de 16,2% ao alterar o  $f_{ck}$  de 70 para 90 MPa. A tabela 5.1 apresenta a variação para os dois diâmetros estudados.

Tabela 5.1 - Aumento percentual médio do esforço resistente dos pilares mistos devido ao aumento do  $f_{ck}$

D (mm)	Aumento de 30 p/ 50 MPa (%)	Aumento de 50 p/ 70 MPa (%)	Aumento de 70 p/ 90 MPa (%)
219,1	18,5	10,9	10,6
355,6	28,7	18,0	16,2

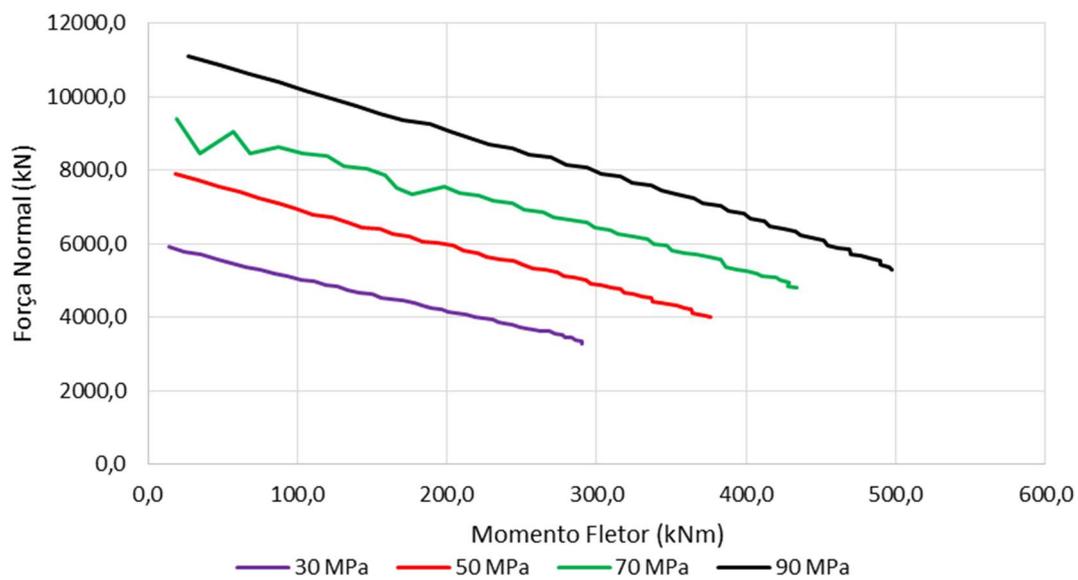
Fonte: Autor.

Figura 5.3 – Curva de interação para vários  $f_{ck}$  – Modelo com  $D = 219,1$  mm;  $t = 8,8$  mm.



Fonte: Autor.

Figura 5.4 – Curva de interação para vários  $f_{ck}$  – Modelo com  $D = 355,6$  mm;  $t = 8,8$  mm.



Fonte: Autor.

## 6. CONCLUSÕES

### 6.1. Sobre o trabalho realizado

Neste trabalho foi feita uma extensa análise numérica a respeito de pilares mistos tubulares circulares sujeitos à compressão pura e à flexo-compressão. Com o intuito de investigar o comportamento estrutural destes pilares, cento e trinta e nove modelos submetidos à compressão pura e trezentos e trinta e dois modelos submetidos à flexo-compressão foram simulados no software Ansys 14.0 (2011). Na compressão pura, foram estudadas as influências da resistência característica à compressão do concreto  $f_{ck}$ , da espessura da parede e do diâmetro do tubo de aço,  $t$  e  $D$  respectivamente. Com relação à flexo-compressão foram analisadas as influências da resistência característica à compressão do concreto e do diâmetro do tubo de aço. Nos dois tipos de análise, limitou-se o estudo a pilares mistos onde não ocorreria a flambagem local segundo as prescrições das normas ABNT NBR 8800:2008, ANSI/AISC 360-05:2010 e EN 1994-1-1:2004, bem como, optou-se por estudar pilares mistos com comprimento mínimo de 2 m, a fim de procurar retratar com mais fidelidade a prática construtiva

Os resultados numéricos foram comparados com os resultados das resistências características determinados pelas formulações de dimensionamento das normas ABNT NBR 8800:2008, ANSI/AISC 360-05:2010 e EN 1994-1-1:2004, sendo comprovado que é viável o uso destas formulações para pilares mistos com concreto de alto desempenho submetidos à compressão pura. Além disso, notou-se que o aumento da resistência característica do concreto leva a um aumento considerável no esforço resistente axial do pilar misto na fase inelástica, ou seja, para valores intermediários de esbeltez. Também comprovou-se, que o aumento do diâmetro ou da espessura do tubo de aço se traduz em ganho substancial de resistência para estes pilares.

Para os pilares submetidos à flexo-compressão, pode-se notar que a norma ANSI/AISC 360-05:2010 apresentou resultados muito conservadores. A ABNT NBR 8800:2008 apresentou resultados próximos aos numéricos, porém houve uma faixa

de resultados acima dos valores numéricos. O EN 1994-1-1:2004 apresentou, na sua maioria, resultados superiores aos valores numéricos. Também, pode-se notar que quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior a capacidade resistente à flexo-compressão dos pilares, assim como no caso da compressão pura. Uma variação gradual no aumento da resistência à compressão do concreto sempre induziu a aumento na capacidade resistente à flexo-compressão dos pilares, porém em uma tendência levemente decrescente.

Assim como nos pilares mistos submetidos à compressão pura, os modelos numéricos submetidos à flexo compressão, apresentaram uma elevação na sua capacidade resistente quando o diâmetro do tubo de aço aumenta, que em média é superior ao aumento da área do núcleo de concreto do pilar misto analisado.

## **6.2. Sugestões para trabalhos futuros**

Considera-se que o presente estudo é uma contribuição para o aprimoramento do conhecimento sobre pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares, porém novas pesquisas com abordagens distintas se fazem necessárias. Por isso, sugere-se alguns tópicos para serem estudados, a saber:

- Extrapolar as análises numéricas realizadas neste estudo para outras seções transversais como: quadrada e retangular, bem como, outros diâmetros, espessuras e comprimentos, que não foram abordados;
- Utilizar os resultados da análise numérica deste trabalho para o estudo de outras propriedades, como por exemplo, a ductilidade, em pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto de alto desempenho;
- Realizar ensaios experimentais em pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares, quadrados e retangulares com concreto de alto desempenho e concreto de resistência normal;

- Realizar ensaios experimentais em pilares mistos de aço e concreto esbeltos com carregamento excêntrico, pois há poucos estudos científicos que abordam pilares com tais características;
- Verificar a influência do confinamento na capacidade resistente de pilares mistos de aço e concreto tubulares preenchidos com concreto de alto desempenho;
- Estudar adaptações para as formulações de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares submetidos à flexo-compressão que apresentaram resultados superiores aos valores numéricos;
- Realizar estudos e ensaios que tratem de pilares mistos tubulares preenchidos com concreto de alto em situação de incêndio.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, P. H. F. **Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, 2012.

ANSYS, **Finite element program user's manuals**, Versão 14.0, ANSYS, Inc., Crononsburg, Estados Unidos, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **16239**. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **8935**. Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8800**. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

CALDAS, R. B.. **Análise Numérica de Pilares Mistos Aço-Concreto**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Ouro Preto, 2004.

CAMPOS, A. S. **Estudo sobre os critérios de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto**. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas , 2006.

CHEN, Cheng - Cheng ; KO, Jen - Wen ; HUANG, Guo - Luen ; CHANG, Ying – Muh. **Local buckling and concrete confinement of concrete-filled box columns under axial load.** Journal of Constructional Steel Research, Vol 78, p. 8-21, 2012.

CONTAMINE, R.; SI-LARBI, A.; THAN, N.Q.; HAMELIN, P. **Numerical Modeling of Reinforced Concrete Beams Under Shear Stress With and Without External Textile-Reinforced Concrete Reinforcement.** Journal of Reinforced Plastics and Composites, Vol 30 (15), p. 1293-1303, 2011.

DE NARDIN, S (2003). **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar.** Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2003.

DE NARDIN, S. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

DUNDU, M. **Compressive Strength of Circular Concrete Filled Steel Tube Columns.** Thin-Walled Structures, Vol 56, p. 62-70, 2012.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1:** Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruxelas, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. **EN 1993-1-1:** Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.1: General structural rules. Bruxelas, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1:** Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings. Bruxelas, 2004.

FAKURY, R. H.; REQUENA, João Alberto Venegas; BATISTA, Eduardo de Miranda; FREITAS, A. S.; PIMENTA, R. J.; ARAUJO, A. H. M. . **A futura norma brasileira de projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto com perfis tubulares.** In: Congresso latino-americano da construção metálica -

CONSTRUMETAL 2010, 2010, São Paulo. CONSTRUMETAL 2010. São Paulo: ABCEM, 2010. p. 1-18.

FUJIMOTO, Toshiaki ; MUKAI, Akiyoshi ; NISHIYAMA, Isao ; SAKINO, Kenji. **Behavior of Eccentrically Loaded Concrete-Filled Steel Tubular Columns.** Journal of Structural Engineering ASCE, Vol.130, p.203-212, 2004.

GIAKOMELIS, G.; LAM, D. **Axial capacity of circular concrete-filled tube columns.** Journal of Constructional Steel Research, V. 60, p. 1049-1068, 2004.

MAGGI, Yuri Ivan. **Análise do Comportamento Estrutural de Ligações Parafusadas Viga-Pilar com Chapa de Topo Estendida.** Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004.

MANTOVANI, É. C. **Comportamento de pilares mistos, com ênfase na zona de introdução de cargas.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, 2006.

MOULIN, Julyana Shalders. **Dimensionamento à flexo-compressão de pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares preenchidos.** Projeto de graduação. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2013.

MUNIZ, C. F. D. G. **Modelos numéricos para análise de elementos estruturais mistos.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Ouro Preto, 2005.

OLIVEIRA, Walter Luiz Andrade. **Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular.** Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2008.

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, Vol 67 (4), p. 623-633, 2011.

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, Vol 33, p. 1576-1593, 2011.

QUEIROZ, F. D. **Modelos para análise de pilares mistos pelo método dos elementos finitos**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, 2003.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, Roberval José ; MARTINS, A. G.. **Estruturas mistas – volume 1**. Rio de Janeiro, 2010.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, Roberval José ; MATA, Luciene Antinossi Cordeiro Da. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. Belo Horizonte, 2001.

RODRIGUES, Ivan L. **Especificação para estruturas de aço de edifícios**. São Paulo, Pini, 2004.

SAKINO, Kenji ; NAKAHARA, Hiroyuki ; MORINO, Shosuke ; NISHIYAMA, Isao. **Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns**. Journal of Structural Engineering ASCE, Vol.130, p.180-188, 2004.

VASCONCELLOS, Alexandre Luiz. **Copa une concreto e aço por mercado promissor**. c2013. Disponível em: < [www.cimentoitambe.com.br/copa-une-concreto-e-aco-por-mercado-promissor/#](http://www.cimentoitambe.com.br/copa-une-concreto-e-aco-por-mercado-promissor/#)>. Acesso em 08 mar. 2014.

PATEL, V. I., LIANG, Q. Q., HADI, M. N. S. **Numerical analysis of circular concrete-filled steel tubular slender beam-columns with preload effects**, International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol. 13, Nº.3, p. 1-23, 2013.

VALLOUREC. **Tubos estruturais seção circular, quadrada e retangular. Catálogo**.