

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES MISTOS DE SEÇÃO QUADRADA
PREENCHIDOS COM CONCRETO E SUBMETIDOS À FLEXO-
COMPRESSÃO**

RUAN APARECIDO DE MELO

São Carlos
2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES MISTOS DE SEÇÃO QUADRADA
PREENCHIDOS COM CONCRETO E SUBMETIDOS À FLEXO-
COMPRESSÃO**

RUAN APARECIDO DE MELO

Trabalho apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, para obtenção do Título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Orientadora:

Prof.^a Dra. Silvana De Nardin

São Carlos
2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Ruan Aparecido de Melo, realizada em 27/08/2018:

Prof. Dra. Silvana de Nardin
UFSCar

Prof. Dr. Wanderson Fernando Maia
UFSCar

Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva
UFU

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Gerson Moacyr Sisniegas Alva e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

Prof. Dra. Silvana de Nardin

A minha família.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, à Deus por ter me abençoado e guiado meus passos até o presente momento.

À Professora Dra. Silvana De Nardin pela orientação, paciência, enorme colaboração, e acima de tudo pela confiança depositada para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil e do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos.

Aos meus pais, Gilberto e Silvana e meu irmão, Renan, pelo apoio, dedicação e amor incondicional.

A minha namorada, Letícia, por todo o incentivo, carinho, companheirismo e amor demonstrado durante todo este longo percurso.

Aos meus amigos e colegas da Graduação e da Pós-Graduação pelo incentivo, companhia e sugestões.

À todos aqueles que colaboraram direta e indiretamente para a realização deste trabalho.

Obrigado!

“Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão uma gota de água no mar. Mas o mar seria menor se lhe faltasse uma gota.”

Madre Teresa de Calcuta

RESUMO

Os pilares mistos de aço e concreto são caracterizados pela associação de perfis de aço e concreto estrutural de maneira a formar a seção resistente. Dentre os pilares mistos, destaca-se o do tipo preenchido, caracterizado pelo preenchimento do perfil tubular de aço por concreto. Nesse sistema, a combinação de aço e concreto visa tirar partido das boas características dos referidos materiais em um único elemento estrutural além de conferir rapidez de execução, flexibilidade, liberdade na concepção estrutural, leveza, compatibilidade com outros materiais e uso racional de materiais. Nesse contexto, o presente trabalho apresenta o desenvolvimento de uma metodologia para análise numérica de pilares mistos preenchidos de seção quadrada submetidos a flexo-compressão. Para a modelagem foi utilizado o pacote computacional ANSYS® e o modelo numérico foi validado utilizando resultados experimentais. Foram discutidos aspectos importantes da escolha dos elementos finitos, malha e forma de aplicação da força, bem como os modelos constitutivos de aço e concreto. Após validado, o modelo numérico foi utilizado para avaliar a influência dos seguintes parâmetros: resistências ao escoamento do aço e à compressão do concreto, excentricidade da força aplicada e índice de esbeltez na capacidade resistente e no comportamento do pilar misto preenchido. Os parâmetros analisados revelaram influência direta no comportamento do pilar preenchido, principalmente em termos de capacidade resistente e rigidez. Análises comparativas entre todos os parâmetros permitiram observações sobre as variáveis mais influentes.

Palavras-chave: pilares mistos preenchidos, seção quadrada, análise numérica, flexo-compressão.

ABSTRACT

The steel-concrete composite columns are characterized by the combination of steel profiles and structural concrete to form a single, tough section. Among the composite columns, the one of the filled type stands out, characterized by the filling of the tubular profile of steel by concrete. In this system, the combination of steel and concrete aims to take advantage of the good characteristics of these materials in a single structural element besides imparting speed of execution, flexibility, freedom in structural design, lightness, compatibility with other materials and rational use of materials. In this context, the present work presents the development of a methodology for numerical analysis of the square concrete filled steel tube composite columns under eccentric loads. For the modeling, the software ANSYS[®] was used and the numerical model was validated using experimental results. Important aspects of the choice of finite elements, mesh and form of force application, as well as the constitutive models of steel and concrete were discussed. After validation, the numerical model was used to evaluate the influence of the yielding strength of steel and the concrete compression, eccentricity of the applied force and slenderness ratio in the load resistance and the behavior of the concrete filled steel tube column. The analyzed parameters revealed a direct influence on the behavior of the concrete filled steel tube column mainly in terms of load capacity and rigidity. Comparative analyzes of all parameters allowed observations on the most important variables.

Keywords: concrete filled steel tube column, square section, numerical analysis, eccentric loads.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Seções transversais típicas de pilares mistos de aço e concreto	13
Figura 1.2 - Exemplos estrangeiros da utilização de pilares preenchidos em edifícios	15
Figura 1.3 - Exemplos nacionais do uso de pilares mistos em edifícios	16
Figura 2.1 – Seções dos pilares estudados.....	22
Figura 2.2 – Modelos constitutivos adotados para o aço.....	23
Figura 2.3 – Influência da resistência a compressão do concreto no comportamento de pilares preenchido de seção quadrada ($B = 120\text{mm}$; $L = 360\text{mm}$; $t = 8\text{mm}$).....	24
Figura 2.4 - Seções enrijecidas	26
Figura 2.5 - Modelo numérico desenvolvido.....	30
Figura 2.6 – Comportamento Força última x Excentricidade para diferentes resistências ao escoamento do aço.....	32
Figura 2.7 – Instrumentação do modelo numérico desenvolvido por Neuenschwander <i>et al.</i> (2014)	36
Figura 2.8 - Detalhes do modelo numérico de Pereira (2017).....	37
Figura 3.1 - Dimensões em planta dos pilares de seção retangular e quadrada	41
Figura 3.2 - Curva de resistência para elementos comprimidos axialmente, ABNT NBR 8800 (2008)	45
Figura 3.3 - Diagrama de Interação: Modelos de Cálculo I e II da ABNT NBR 8800 (2008)	47
Figura 3.4 - Seção Retangular: definição dos módulos de resistência plásticos	50
Figura 4.1 – Modelo experimental ensaiado	52
Figura 4.2 - Esquema de ensaio dos pilares mistos preenchidos flexo-comprimidos	54
Figura 4.3 - Distribuição dos transdutores de deslocamento no pilar preenchido.....	55
Figura 4.4 - Elementos finitos utilizados na modelagem	57
Figura 4.5 - Condições de Contorno aplicadas ao modelo numérico.....	58
Figura 4.6 - Curva Tensão-Deformação do Aço	59
Figura 4.7 - Curva Tensão-Deformação do Concreto	60
Figura 4.8 - Força Aplicada x Deslocamento lateral no meio do vão	62
Figura 4.9 – Distribuição das tensões de von Mises: Exemplar 1	63
Figura 4.10 - Influência da forma de aplicação do deslocamento	64
Figura 4.11 – Distribuição das tensões de von Mises: Exemplares 2 e 3.....	65
Figura 4.12 - Força Aplicada x Deslocamento lateral no meio do vão	66
Figura 4.13 – Influência da malha de elementos finitos.....	67
Figura 4.14 – Densidade das malhas avaliadas: Exemplares 3, 5 e 6.....	68
Figura 4.15 – Validação do modelo numérico final	69
Figura 4.16 - Distribuição da malha de elementos finitos.....	70
Figura 4.17 - Deslocamento lateral em vários pontos: modelo numérico vs. experimental....	71
Figura 4.18 - Panorama de tensões de Von Mises no perfil de aço.....	72
Figura 4.19 - Panorama de tensões do concreto do modelo final.....	73
Figura 4.20 - Influência da resistência ao escoamento do aço na capacidade resistente do pilar preenchido	76
Figura 4.21 - Influência da resistência à compressão do concreto na capacidade resistente do pilar preenchido	78

Figura 4.22 - Influência da excentricidade da força na capacidade resistente do pilar preenchido	80
Figura 4.23 - Influência do índice de esbeltez modificada do pilar na capacidade resistente a flexo-compressão.....	83
Figura 4.24 – Combinações de resistência do aço e resistência do concreto para diversas excentricidades de força aplicada	85
Figura 4.25 - Comportamento dos modelos de pilar preenchido diante dos parâmetros avaliados	86

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Pilares mistos preenchidos estudados	25
Tabela 2.2 - Modelos físicos ensaiados	35
Tabela 3.1 - Resumo dos limites de aplicabilidade das normas brasileira e europeia.....	43
Tabela 4.1 – Modelo experimental: principais características	53
Tabela 4.2 - Resultados da Caracterização dos materiais.....	53
Tabela 4.3 – Parâmetros avaliados na modelagem numérica.....	61
Tabela 4.4 - Momento Resistente, Força Última e Deslocamento Lateral.....	68
Tabela 4.5 - Índices de esbeltez modificada adotadas nas análises paramétricas	74
Tabela 4.6 - Variáveis avaliadas nas análises paramétricas	74
Tabela 4.7 – Resultados das análises paramétricas	75
Tabela 4.8 – Variação da capacidade resistente em função da resistência ao escoamento do aço	78
Tabela 4.9 – Variação da capacidade resistente do pilar preenchido em função da variação da resistência à compressão do concreto.....	80
Tabela 4.10 – Variação da capacidade resistente em função da excentricidade da força aplicada	82
Tabela 4.11 - Variação da capacidade resistente do pilar em função do índice de esbeltez modificada para a combinação de resistência dos materiais de 250-50 MPa.....	84
Tabela 4.12 - Variação da capacidade resistente do pilar em função do índice de esbeltez modificada do para a combinação de resistência dos materiais de 450-40 MPa.....	84

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	12
1.1	PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO	12
1.2	JUSTIFICATIVAS.....	16
1.3	OBJETIVOS	17
1.4	METODOLOGIA.....	18
1.5	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
3	PRESCRIÇÕES NORMATIVAS.....	40
3.1	LIMITES DE APLICAÇÃO	40
3.2	NORMAL RESISTENTE DE CÁLCULO	43
3.3	DIAGRAMAS DE INTERAÇÃO MOMENTO - FORÇA NORMAL	46
3.4	MOMENTOS FLETORES RESISTENTES DE CÁLCULO.....	49
3.4.1	EIXO X.....	50
3.4.2	EIXO Y.....	51
4	MODELAGEM NUMÉRICA	52
4.1	DETALHES DO MODELO EXPERIMENTAL	52
4.2	VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO.....	55
4.2.1	ELEMENTOS UTILIZADOS.....	56
4.2.2	CONDIÇÕES DE CONTORNO E APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO	57
4.2.3	MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS	58
4.2.4	ANÁLISE DE PARÂMETROS QUE INTERFEREM NO MODELO NUMÉRICO.....	60
4.3	MODELO NUMÉRICO FINAL.....	69
4.3.1	FORÇA APLICADA VS. DESLOCAMENTO LATERAL NO MEIO DO VÃO	69
4.3.2	MODO DE FALHA	71
4.4	ANÁLISES PARAMÉTRICAS	73
4.4.1	INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO DO AÇO	76
4.4.2	INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO	78
4.4.3	INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE DA FORÇA APLICADA	80
4.4.4	INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE ESBELTEZ DO PILAR.....	82
4.4.5	COMPORTAMENTO DO PILAR PREENCHIDO EM FUNÇÃO DOS PARÂMETROS AVALIADOS	85
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	90
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	92
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
	APÊNDICE.....	99

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de sistemas estruturais e construtivos envolvendo componentes industrializados traz uma série de vantagens que vão desde a redução do consumo de materiais e mão de obra até o melhor aproveitamento dos materiais aço e concreto, que são, atualmente, os materiais mais utilizados na construção civil brasileira e mundial. Nesse contexto estão os elementos mistos de aço e concreto, como as vigas mistas, as lajes mistas e os pilares mistos. No estudo aqui proposto, o objeto a ser estudado é o pilar misto e, por isso, esse elemento será abordado de forma ampla ao longo do texto.

1.1 PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO

Os elementos mistos de aço e concreto são aqueles em que ocorre a associação de perfis de aço com concreto estrutural simples ou armado, de maneira a formar uma seção resistente. Nesse sistema, a união do aço com o concreto visa agrupar as vantagens dos referidos materiais em um só elemento. Graças à rigidez e a resistência do concreto, o comportamento a compressão dos perfis frente aos problemas de instabilidades locais ou globais é melhorado, ao passo que na região de concreto comprimido, o seu comportamento passa a ser mais dúctil, quando da comparação com elementos de aço ou de concreto armado.

Segundo De Nardin (1999), as estruturas mistas de aço e concreto começaram a ser utilizadas por volta de 1894 e desde então sua utilização tem apresentado grande crescimento, sobretudo nas últimas três décadas. Isso ocorre graças às inúmeras vantagens dos elementos mistos em relação às outras soluções estruturais, tais como rapidez de execução, flexibilidade, liberdade na concepção estrutural, leveza, compatibilidade com outros materiais, racionalização de materiais e precisão dimensional. Porém, ainda observa-se uma enorme carência de estudos acerca desse assunto.

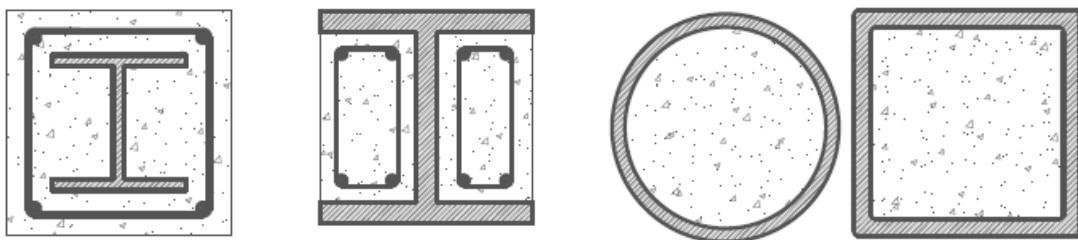
Os elementos mistos são empregados, geralmente, na construção de edifícios e pontes, podendo-se dividi-los em pilares mistos, vigas mistas, lajes mistas e ligações mistas. Na comparação com os elementos em concreto armado, destacam-se as seguintes características dos elementos mistos:

- Possibilidade de dispensa parcial ou total de formas e escoramentos, reduzindo o custo com material e mão de obra e reduzindo também o desperdício.
- A utilização de seções com grande capacidade resistente e de dimensões reduzidas leva à redução do peso próprio da estrutura e da área ocupada pela estrutura (projeção em planta), resultando em maior área livre por pavimento e redução das forças atuantes nos elementos de fundação.
- Como parte dos componentes dos elementos mistos são industrializados, há maior precisão dimensional dos elementos estruturais e da estrutura como um todo.

Em relação aos elementos em aço, podem-se destacar como principais características dos elementos mistos: redução considerável no consumo de aço na forma de perfis pois parte da capacidade resistente dos componentes advém do concreto e melhora do comportamento do aço frente a elevadas temperaturas, às instabilidades locais e aos efeitos da corrosão.

Dentre os elementos mistos destacam-se os pilares mistos que são elementos estruturais sob forças predominantes de compressão oriundos da combinação de concreto com perfil de aço, fazendo uso das vantagens de ambos os materiais. O pilar misto tem maior ductilidade que o pilar de concreto armado e diversos tipos de ligações podem ser realizadas usando-se a experiência das estruturas de aço. Esses elementos podem ser classificados como revestidos (Figura 1.1a), parcialmente revestidos (Figura 1.1b) e preenchidos (Figura 1.1c) de acordo com a posição que o concreto ocupa na seção transversal.

Figura 1.1 - Seções transversais típicas de pilares mistos de aço e concreto



a) Revestida

b) Parcialmente
revestida

c) Preenchida

Fonte: Elaborada pelo autor.

A presença do concreto junto aos perfis de aço não só aumenta expressivamente a capacidade resistente do pilar de aço isolado como também melhora a sua resistência em altas temperaturas.

Um fator que tem impulsionado a utilização dos pilares mistos preenchidos é a possibilidade de obter concretos com resistências cada vez mais altas. O surgimento de novas classes de concreto favorece a utilização dos pilares preenchidos pois o comportamento frágil do concreto é minimizado pelas pressões laterais que oferecem restrição à sua tentativa de expansão quando comprimido. O aço também é um elemento que está em constante aperfeiçoamento e tem sido possível a obtenção de aços cada vez mais resistentes contribuindo, também, para a otimização dos pilares mistos (OLIVEIRA, 2008). No trabalho são apresentados alguns exemplos nacionais e estrangeiros de estruturas em que foram utilizados pilares mistos preenchidos. Na maioria deles foram empregados aços e concretos de alta resistência.

Na Figura 1.2 tem-se quatro emblemáticos exemplos estrangeiros. O Edifício *Three Houston Gulf Tower* (Figura 1.2a) está localizado em Houston nos Estados Unidos e possui 225 metros de altura e 52 andares. Na Figura 1.2b é apresentado o Edifício *Wa Mu Center* que foi concluído em 2006 e está localizado em Seattle, também nos Estados Unidos; o edifício possui altura total de 182 metros e 42 pavimentos. Para garantir a estabilidade lateral foi utilizado um núcleo em concreto armado e pilares perimetrais mistos preenchidos de aço concreto. O terceiro exemplo é o Edifício *Taipei Financial Center* (Figura 1.2c) localizado em Taiwan e foi concluído em 2004. Possui altura total de 508 metros e 101 andares sendo que na sua construção foram utilizados pilares mistos preenchidos até o 62º andar e a partir daí foram utilizados pilares de aço. E, por fim, o Edifício *Shanghai Tower* (Figura 1.2d) que foi concluído em 2015 e está localizado em Shanghai na China. Contando com 632 metros de altura e 128 pavimentos, o Shanghai Tower já foi o edifício mais alto da China e um dos mais altos do mundo.

Figura 1.2 - Exemplos estrangeiros da utilização de pilares preenchidos em edifícios



a) Edifício Three Houston Gulf Tower¹



b) Edifício Wa Mu Center²



c) Edifício Taipei Financial Center³



d) Edifício Shanghai Tower⁴

¹ Fonte: <http://www.houstonarchitecture.com/Building/525/Fulbright-Tower.php>. Acesso: 06 de Julho de 2017.

² Fonte: <http://www.seattletimes.com/business/seattles-stature-bargain-on-building-won-over-russell/>. Acesso: 06 de Julho de 2017.

³ Fonte: <http://www.hartmanco.com/about/awards/taipei.htm>. Acesso: 06 de Julho de 2017.

⁴ Fonte: <http://www.archdaily.com/783216/shanghai-tower-gensler>. Acesso: 06 de Julho de 2017.

Na Figura 1.3 tem-se alguns exemplos nacionais da utilização de pilares mistos. O Edifício *New Century* (Figura 1.3a) está localizado na Cidade de São Paulo e possui 18 pavimentos, totalizando uma área construída de 34.300 m². Outro exemplo importante é o Edifício *Wtorre Morumbi* (Figura 1.3b), também localizado na Cidade de São Paulo e que possui 33 pavimentos. O sistema estrutural conta com um núcleo rígido de concreto classe C80 e pilares mistos revestidos.

Figura 1.3 - Exemplos nacionais do uso de pilares mistos em edifícios



a) Edifício New Century⁵



b) Edifício Wtorre Morumbi⁶

Como ilustram os exemplos aqui apresentados, os pilares mistos de aço e concreto vêm sendo utilizados no sistema estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos localizados no Brasil e em diversos outros países, justificando a necessidade de se estudar esse elemento estrutural.

1.2 JUSTIFICATIVAS

Nas últimas décadas, a utilização de elementos mistos na construção civil teve um grande crescimento, sobretudo no Brasil, como comprovam os exemplos mostrados no item anterior.

⁵ Fonte: <http://www.spcorporate.com.br/empreendimentos/sao-paulo/faria-lima/new-century-199> . Acesso: 06 de Julho de 2017.

⁶ Fonte: http://aflalogasperini.com.br/blog/autor/ag_admin/page/9/ . Acesso: 06 de Julho de 2017.

Isso deve-se à procura incessante por sistemas estruturais e construtivos que aliem eficiência estrutural e economia que apontam cada vez mais para as construções em elementos mistos de aço e concreto pois esses permitem explorar as melhores características de cada um desses materiais. As boas características estruturais e construtivas inerentes aos pilares mistos preenchidos colaboram para ampliar o interesse nesse elemento estrutural.

Dada a complexidade dos problemas que envolvem esse tipo de elemento estrutural como o comportamento conjunto dos materiais, a aderência, o efeito de confinamento, o constante aperfeiçoamento dos materiais e a falta de conhecimento dos profissionais da área aliado a um mercado consumidor cada vez mais exigente faz-se necessárias pesquisas que busquem desenvolver conhecimento sobre o comportamento do pilar preenchido.

É nesse âmbito que se insere a proposta aqui apresentada e que visa o desenvolvimento de um modelo numérico representativo do comportamento de pilares mistos preenchidos, de seção quadrada, submetidos a flexo-compressão. A análise numérica com pacotes computacionais permite simular vários aspectos do material concreto, tais como esmagamento, amolecimento, aderência e fissuração, além de possibilitar o acompanhamento de deslocamentos e deformações com o acréscimo das forças aplicadas.

Os modelos numéricos, quando aliados a modelos experimentais para validação, permitem ampliar a abrangência dos resultados experimentais e extrapolar a aplicação das conclusões oriundas destes últimos sem grandes acréscimos de custos haja vista que a realização de simulações numéricas demanda o investimento de menores valores monetários que a realização de ensaios. Assim, análises numéricas complementares podem ampliar a abrangência dos resultados experimentais e extrapolar as conclusões para situações não analisadas com o modelo experimental.

A partir do que foi exposto, esse trabalho se justifica devido à necessidade de buscar um modelo numérico que represente o pilar misto de seção quadrada, preenchido com concreto, e que possibilite o estudo do comportamento desse elemento quando submetido à flexo-compressão, expondo e discutindo os aspectos envolvidos na modelagem e comparando os resultados obtidos com os resultados experimentais de De Nardin (2003).

1.3 OBJETIVOS

O objetivo geral da presente proposta é desenvolver um modelo numérico representativo do comportamento de pilares preenchidos, de seção quadrada, submetidos à flexo-compressão.

Além do objetivo geral, pode-se elencar alguns objetivos específicos que nortearão o desenvolvimento da presente proposta:

- Avaliar os aspectos envolvidos na modelagem numérica de pilares mistos e identificar quais desses aspectos têm maior influência na modelagem numérica.
- Avaliar a influência de parâmetros geométricos e de resistência dos materiais no comportamento e capacidade resistente de pilares preenchidos flexo-comprimidos.
- Ampliar e complementar os estudos experimentais de De Nardin (2003) no qual diversos pilares preenchidos foram ensaiados sob forças excêntricas.

Uma vez realizada a validação do modelo numérico, este será utilizado como ferramenta para avaliar o efeito dos seguintes parâmetros:

- Resistência à compressão do concreto;
- Resistência ao escoamento do aço;
- Índice de esbeltez do pilar;
- Excentricidade da força aplicada.

1.4 METODOLOGIA

Com o intuito de atingir os objetivos propostos anteriormente foi utilizada a seguinte metodologia:

- Revisão bibliográfica: ampla pesquisa bibliográfica a fim de identificar estudos voltados aos pilares preenchidos flexo-comprimidos buscando entender os vários fenômenos relacionados ao seu comportamento, especialmente o pilar preenchido de seção quadrada. Os dados coletados nessa etapa auxiliaram no desenvolvimento de um modelo numérico representativo do pilar misto preenchido de seção quadrada.
- Construção e validação do modelo numérico: nessa etapa foi realizado o estudo do pacote computacional ANSYS[®], ferramenta utilizada para desenvolver o modelo numérico de pilar preenchido sob compressão excêntrica. Os resultados da simulação numérica foram comparados aos resultados experimentais de De Nardin (2003).
- Análise paramétrica: após a validação do modelo numérico foi realizada análise paramétrica na qual foram avaliados os seguintes parâmetros: resistência à compressão

do concreto, resistência ao escoamento do aço, índice de esbeltez do pilar e excentricidade da força aplicada.

- Análise e discussão de resultados: por fim foram confrontados e analisados os resultados obtidos nas análises paramétricas e elaboradas conclusões acerca de cada parâmetro avaliado e demais itens pertinentes ao assunto em questão.

1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada em 6 capítulos. Neste primeiro capítulo é realizada uma introdução acerca do tema abordado, em que são apresentadas as características dos pilares preenchidos, assim como as justificativas, os objetivos e a metodologia utilizada na realização do presente estudo. O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica acerca dos principais trabalhos já desenvolvidos envolvendo o estudo de pilares preenchidos de seção quadrada especialmente sob a ótica da análise numérica. O capítulo 3 aborda alguns aspectos envolvendo o dimensionamento de pilares preenchidos de seção quadrada utilizando os principais códigos normativos vigentes. No capítulo 4 é realizado um estudo do ANSYS[®], pacote computacional utilizado na análise numérica, abordando os procedimentos adotados na construção do modelo numérico bem como a avaliação de algumas variáveis importantes na construção do modelo que interferem na obtenção dos resultados. Neste capítulo é realizada também a validação do modelo numérico e as análises paramétricas. No capítulo 5 têm-se as considerações finais, com os principais comentários e conclusões sobre o estudo realizado. E, por fim, no capítulo 6, são apresentadas as referências utilizadas no desenvolvimento do estudo e um apêndice contendo as sequências dos comandos necessários para a construção do modelo numérico de validação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este item pretende dar uma visão geral do atual estado do conhecimento sobre os pilares mistos preenchidos submetidos a compressão excêntrica. Para isso, este tópico foi dividido em duas partes. Na primeira parte são tratados os estudos desenvolvidos em outros países, aqui denominado de panorama internacional e, na segunda parte, um panorama nacional com estudos sobre pilares preenchidos submetidos a compressão excêntrica. Como não é escopo do presente trabalho não serão abordados estudos envolvendo a ligação do pilar preenchido com demais elementos estruturais, somente aqueles em que o foco principal é o pilar como elemento isolado.

2.1 PANORAMA ESTRANGEIRO

O primeiro estudo sobre o pilar misto preenchido de seção quadrada que se tem registro data de 1967 e foi realizado por Furlong *apud* De Nardin (1999), com o objetivo de equacionar a capacidade resistente da seção mista. A principal conclusão obtida foi que a capacidade resistente do pilar preenchido era dada pela soma das resistências dos materiais aço e concreto.

Knowles e Park (1969) desenvolveram um programa experimental envolvendo 28 exemplares de pilar preenchido sob forças axiais centradas e excêntricas com o intuito de avaliar a influência da esbeltez do pilar, a forma de introdução da carga (na seção mista ou em cada elemento), o efeito confinamento e a resistência dos materiais aço e concreto no comportamento e na capacidade resistente do pilar preenchido. Os pilares preenchidos de seção quadrada apresentaram falha por flambagem inelástica e os autores sugeriram então que a relação largura/espessura do perfil (esbeltez local) deveria ser limitada. Quanto ao efeito confinamento, observou-se que nos pilares analisados praticamente não ocorria aumento de capacidade resistente devido ao fato da maior parte das tensões de confinamento se concentrarem nos cantos da seção quadrada enquanto o restante do concreto encontrava-se livre ou submetido a tensões de confinamento praticamente desprezíveis.

Mais recentemente, Uy (1998) divulgou resultados de um estudo com 10 exemplares de pilar preenchido de seção quadrada submetidos a flexo-compressão. No estudo foram analisados parâmetros como as dimensões da seção, tensões residuais, método de carregamento (na seção mista ou somente no perfil de aço), flambagem local e comportamento pós-pico. Em seus estudos foram considerados também o emprego de aços e concretos usuais e de alta resistência

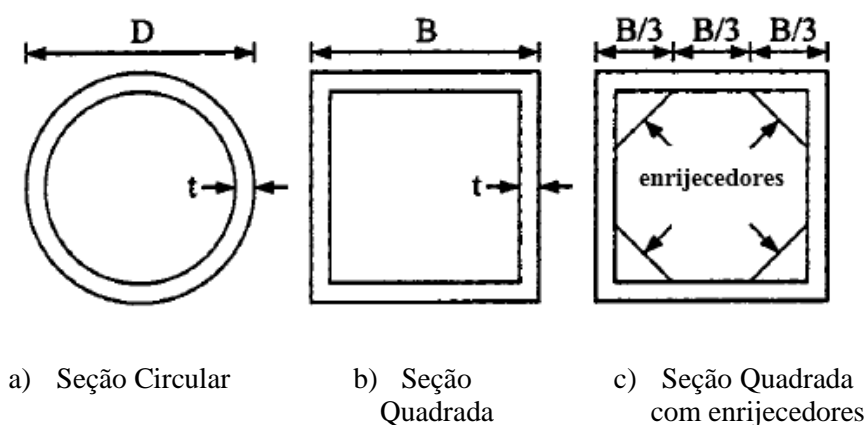
(concretos com resistência a compressão de 32 e 80MPa e aços com resistência ao escoamento de 300 e 690MPa). Dentre os resultados destaca-se a influência da resistência ao escoamento do aço e da resistência à compressão do concreto na capacidade resistente e comportamento do pilar: as perdas de ductilidade mais significativas ocorreram com a combinação de concreto de alta resistência com aço de resistência usual e seção submetida a uma força axial de grande intensidade. Já a combinação de concreto de resistência usual com aço de resistência usual apresentou os melhores índices de ductilidade. Quanto à influência das tensões residuais, Uy (1998) considerou, de forma simplificada, a tensão residual distribuída uniformemente e correspondente a 30% da resistência ao escoamento do aço. Para essa consideração, verificou que não ocorriam mudanças significativas no comportamento do pilar preenchido. Quanto à capacidade resistente, verificou-se que houve um pequeno acréscimo de valores na curvatura última em função da tensão residual.

Varma *et al.* (2000) ensaiaram 4 pilares preenchidos de seção quadrada compostos de concreto de alta resistência (110,4 MPa) e perfil tubular de aço de 305 mm de lado submetidos a compressão centrada. Duas resistências ao escoamento do aço dos perfis foram utilizadas, 317 MPa e 552 MPa, assim como duas relações largura/espessura, 32 e 48. Vários parâmetros foram considerados como, por exemplo, a instabilidade local do perfil de aço, o confinamento do concreto e o comportamento conjunto entre aço e concreto. Os resultados experimentais foram utilizados para validar a modelagem numérica por meio do pacote computacional ABAQUS®. Na modelagem foram utilizados três tipos de elementos finitos disponíveis na biblioteca do ABAQUS®: elemento tipo casca SHELL S-4 com 4 nós e seis graus de liberdade por nó (3 deslocamentos e 3 rotações) para o aço e elementos volumétricos C3D6 com seis nós e C3D8 com oito nós e três graus de liberdade por nó para o concreto. As curvas tensão-deformação para o aço e o concreto foram traçadas com base em resultados experimentais. Tanto os modelos físicos quanto numéricos mostraram que a resposta dos pilares foi praticamente linear até a força máxima ser atingida. Após isso foi observado esmagamento do concreto e instabilidade local nas quatro faces da seção. Esses fenômenos combinados causaram redução brusca na capacidade resistente. Observou-se também que o aumento da esbeltez local (b/t) tornava o pilar susceptível a instabilidades locais. Já quando se diminuía a relação b/t ou aumentava-se a resistência ao escoamento do aço o efeito de confinamento tornava-se mais evidente.

Outros pesquisadores também desenvolveram modelos numéricos com o objetivo de avaliar o comportamento de pilares preenchidos. É o caso de Hu *et al.* (2003) que desenvolveram modelos numéricos utilizando o pacote computacional ABAQUS®. Foram ensaiados 24

exemplares de pilares preenchidos de seções circulares e quadradas, sendo esta última com e sem enrijecedor (Figura 2.1), todos submetidos a compressão centrada. Vários parâmetros foram analisados como forma da seção transversal, utilização de enrijecedores, esbeltez do pilar e relação largura/espessura. Os autores concluíram que o efeito confinamento era mais expressivo em pilares de seção circular cuja razão largura/espessura eram menores que 40 ($D/t < 40$). Já nos pilares de seção quadrada o efeito confinamento foi pouco expressivo sobretudo naqueles com esbeltez local maior que 30 ($B/t > 30$). Nos modelos com enrijecedores (seções quadradas) observou-se uma melhora no efeito de confinamento e também quanto às instabilidades locais.

Figura 2.1 – Seções dos pilares estudados



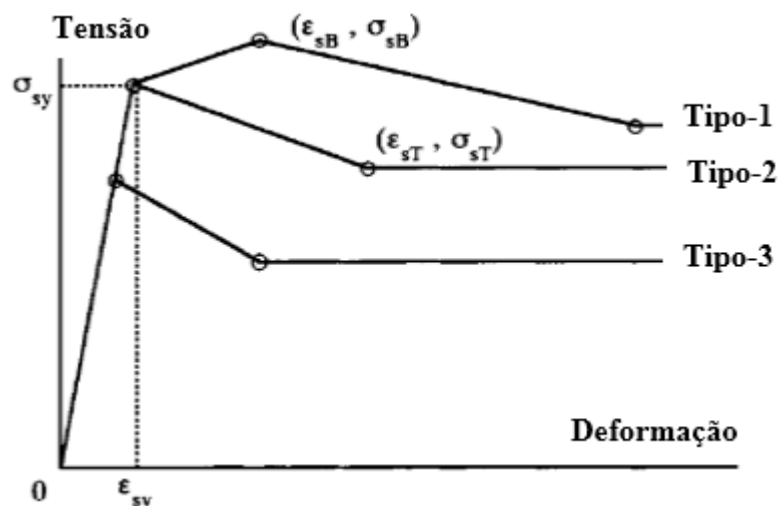
Fonte: Hu *et al.* (2003)

Pilares curtos de seção quadrada foram ensaiados a compressão centrada com o intuito de avaliar a influência da resistência dos materiais aço e concreto e da esbeltez local (SAKINO *et al.*, 2004). Foram analisados parâmetros como resistência ao escoamento do aço (400, 600 e 800MPa), resistência à compressão do concreto (20, 40 e 80MPa) e relação largura/espessura do pilar (120 a 324). Por meio dos ensaios experimentais os autores formularam modelos multilíneares para a relação tensão-deformação do aço utilizado em pilares preenchidos (Figura 2.2) que abrangiam seções tubulares de aço com pequena relação largura/espessura (Curva Tipo 1, Figura 2.2), média (Curva Tipo 2, Figura 2.2) e grande relação largura/espessura (Curva Tipo 3, Figura 2.2).

Para aços utilizados em pilares mistos com seções tubulares de pequena relação largura/espessura, mesmo após ser atingida a deformação máxima elástica, ainda havia um aumento da resistência, seguido de um decréscimo lento na fase plástica. Em aços para pilares

mistos com média relação largura/espessura, ao atingir a deformação máxima elástica, a resistência já começava a diminuir. E, por último, para alta relação largura/espessura a curva é semelhante a utilizada para média relação, porém a resistência tende a ser bem menor.

Figura 2.2 – Modelos constitutivos adotados para o aço



Fonte: Sakino *et. al* (2004)

Ellobody e Young (2006b) desenvolveram um modelo numérico utilizando o pacote computacional ABAQUS® com o objetivo de simular pilares preenchidos de seção quadrada submetidos à compressão centrada. Foram utilizados dois tipos de elementos finitos disponíveis da biblioteca do ABAQUS®: elemento de casca SHELL S-4 com quatro nós e seis graus de liberdade por nó (3 deslocamentos e 3 rotações) para o aço e elemento de volume C3D8, com oito nós e três graus de liberdade por nó, para o concreto. Diferentes densidades de malha foram testadas em busca daquela que oferecesse os resultados mais precisos utilizando menor tempo computacional. Verificou-se que a malha de 1cm de comprimento por 1cm de largura e 1cm de profundidade foi a mais indicada para a modelagem numérica. Para a modelagem do aço do perfil foram utilizados os modelos constitutivos de Sakino *et al.* (2004) que se tratava de uma curva trilinear com base na resistência ao escoamento, tensão última e deformação última. Para o concreto as curvas tensão-deformação foram traçadas com base em equações do Código normativo ACI 318-99 e estudos de Hu *et al.* (2003), Richard *et al.* (1928), Saenz (1964), Hu e Schnobrich (1989), Ellobody (2006), Tomii (1991) e Mursi e Uy (2003) *apud* Ellobody e Young (2006b).

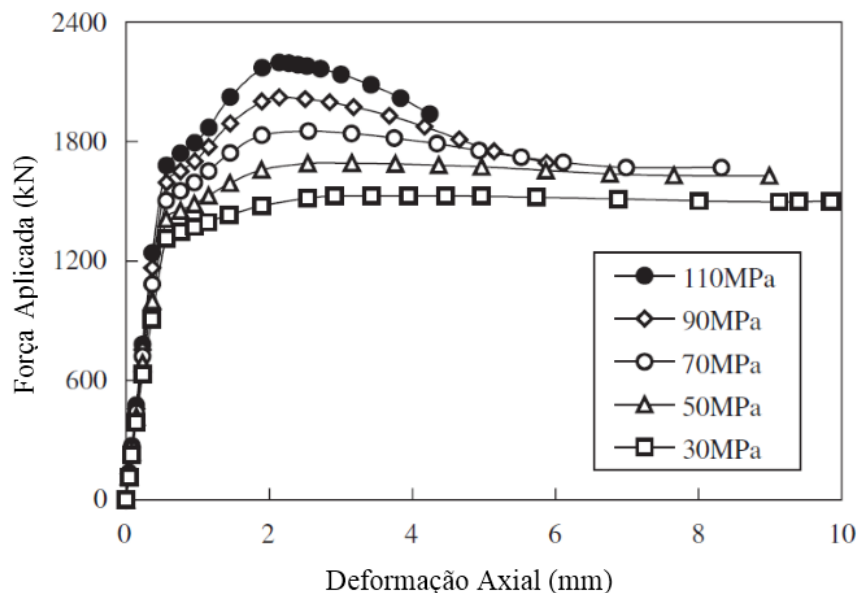
A interface entre o tubo de aço e o concreto foi representada por elementos de contato e coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,25. O modelo numérico foi utilizado para um

extenso estudo paramétrico visando investigar o comportamento do pilar preenchido com diferentes classes de concreto (variando de 30 a 110 MPa), diferentes geometrias de seção transversal (quadrada ou retangular) e diferentes relações largura/espessura (b/t).

Os autores observaram que a capacidade resistente aumenta à medida que a resistência a compressão do concreto é aumentada; pilares preenchidos com concretos de resistências menores apresentaram ruptura de forma mais gradual, com considerável deformação. Já em pilares preenchidos com concretos de alta resistência, verificou-se ruptura mais brusca do pilar, evidenciando a menor capacidade de deformação para esse tipo de concreto. Os valores de força última dos modelos numéricos foram comparados a resultados obtidos utilizando os procedimentos de cálculo dos códigos normativos americano, australiano e europeu. Verificou-se que os resultados obtidos com base nas especificações americanas e australianas foram mais conservadores, enquanto aqueles obtidos utilizando as especificações europeias foram mais precisos (ELLOBODY; YOUNG, 2006).

Observou-se também que a capacidade resistente dos pilares preenchidos aumenta linearmente com o aumento da resistência a compressão do concreto do núcleo. Parte dos resultados obtidos é apresentada na Figura 2.3.

Figura 2.3 – Influência da resistência a compressão do concreto no comportamento de pilares preenchido de seção quadrada (B = 120mm; L = 360mm; t = 8mm)



Fonte: adaptado de Ellobody e Young (2006b)

Três modelos numéricos de pilares preenchidos submetidos a compressão axial centrada foram desenvolvidos no pacote computacional LUSAS® (MASOUDNIA *et al.*, 2011). Concreto com 25 MPa de resistência a compressão e aço com resistência ao escoamento de 275 MPa foram utilizados. Foi realizado também um estudo paramétrico considerando a influência de parâmetros geométricos (Tabela 2.1) como a esbelteza do pilar preenchido de seção quadrada (4m, 8m, 12m, 16m) e a espessura da chapa de aço (de 5 a 30mm).

Tabela 2.1 – Pilares mistos preenchidos estudados

Pilar	Seção (mm)	Comprimento (m)	Espessura do perfil de aço (mm)	Força Normal Resistente (kN)
UC-4-5	600x600	4	5	5840
UC-4-10	600x600	4	10	7050
UC-4-20	600x600	4	20	10850
UC-4-30	600x600	4	30	13350
UC-8-10	600x600	8	10	6800
UC-8-20	600x600	8	20	9350
UC-8-30	600x600	8	30	12150
UC-12-20	600x600	12	20	9000
UC-12-30	600x600	12	30	11000
UC-16-30	600x600	16	30	9450

Fonte: Masoudnia *et al.* (2011).

Na Tabela 2.1 são apresentados os resultados da análise paramétrica realizada por Masoudnia *et al.* (2011). A análise da influência da espessura do perfil de aço (exemplares UC-4-5 a UC-4-30) nos exemplares com 4 m mostrou uma relação direta entre o aumento da espessura e o aumento da capacidade resistente. Comportamento similar foi observado para os exemplares com comprimentos maiores (com 8m, 12m e 16m).

Com isso, os autores concluíram que a espessura do perfil de aço influenciava diretamente nos modos de falha e na capacidade resistente do pilar preenchido de seção quadrada. Os perfis de aço com espessuras maiores apresentaram aumento significativo na capacidade resistente além de melhorar o comportamento do pilar frente a instabilidades locais (MASOUDNIA, *et al.*, 2011).

Wang *et al.* (2012) realizaram um estudo numérico e experimental com cinco exemplares de pilares preenchidos submetidos a compressão axial centrada e propuseram a utilização de

alguns modelos de enrijecedores (contrafortes) nas zonas susceptíveis a instabilidades locais (Figura 2.4).

Figura 2.4 - Seções enrijecidas



Fonte: Wang *et al.*(2012)

A modelagem numérica foi realizada por meio de um código computacional desenvolvido pelos autores. Para investigar o efeito mecânico dos enrijecedores foram feitas comparações com modelos tradicionais (sem enrijecedores) obtendo resultados bastante expressivos em vários parâmetros, como capacidade resistente, ductilidade e instabilidades locais. Foram utilizadas duas dimensões de seções (200 e 150mm) e espessuras do perfil de aço de 1,5 e 2mm. Wang *et al.* (2012) notaram mudanças nos modos de falhas dos pilares enrijecidos em relação àquele sem enrijecedor. Enquanto nos primeiros ocorria esmagamento do concreto evidenciando um maior efeito de confinamento, no segundo (F1), o concreto apresentava diversas fissuras diagonais. Observou-se também uma melhora significativa do comportamento frente a instabilidades locais principalmente nos exemplares F4 e F5. Todos esses fatores contribuíram para aumentar a resistência última dos exemplares em que foram utilizados enrijecedores.

Singh e Gupta (2013) desenvolveram um estudo numérico com pilares preenchidos curtos de seção retangular. Um total de 16 modelos numéricos de pilares preenchidos retangulares submetidos à compressão axial foram simulados. O aço do perfil tubular foi discretizado considerando material com comportamento elasto-plástico perfeito e módulo de elasticidade variando entre 182 a 213 GPa. O critério de plasticidade de “Drucker Prager” foi adotado para descrever o comportamento do concreto confinado. Em relação à interação entre os materiais, foi utilizado um coeficiente de atrito de 0,25. A modelagem numérica foi realizada utilizando o pacote computacional *ABAQUS*[®]. O elemento utilizado foi C3D8, elemento com 8 nós e 3 graus de liberdade por nó. Os modelos numéricos desenvolvidos foram capazes de reproduzir

com excelente aproximação o comportamento observado nos ensaios experimentais existentes na literatura.

Um modelo numérico foi desenvolvido por meio do pacote computacional ANSYS® objetivando avaliar o comportamento de pilares preenchidos com seções circulares e quadradas submetidos a carregamentos axiais centrados (KURIAN *et al.*, 2016). Foram utilizados elementos SOLID65 para o concreto e elementos SHELL181 para o aço. A superfície de contato entre os materiais também foi modelada utilizando-se elementos de contato e adotando coeficiente de atrito de 0,25. Após a validação do modelo numérico foi realizado um estudo paramétrico com 8 pilares mistos preenchidos em que foi avaliada a influência da resistência à compressão do concreto (30, 50, 70 e 90 MPa) na capacidade resistente do pilar. As principais conclusões foram que a deformação nos pilares preenchidos decrescia de 10 a 15% com o aumento da resistência à compressão do concreto. As deformações também foram influenciadas pela forma da seção: circular ou quadrada. A seção circular apresentou melhor comportamento frente às deformações do que a seção quadrada devido a maior eficiência do efeito confinamento nesse tipo de seção.

Hafiz (2016) realizou um estudo numérico com 10 pilares preenchidos de seção quadrada e 4 de seção circular submetidos a carga centrada utilizando o pacote computacional ABAQUS®. Foram estudados parâmetros como a espessura do perfil tubular (2,2 a 9,3mm) e forma da seção transversal (circular e quadrada). Na sequência os resultados obtidos foram comparação com as normas europeia (EUROCODE 4, 2004) e americana (AISC – LRFD, 2005). Com o aumento da esbeltez do pilar preenchido, a capacidade resistente da seção decrescia. Essa diminuição era visível quando se aumentava a relação largura/espessura (b/t) do pilar preenchido. Com relação aos códigos normativos observou-se que o EUROCODE 4 (2004) foi menos conservador do que o AISC-LRFD (2005).

Posteriormente, Ghadge *et al.* (2018) publicou resultados envolvendo um estudo experimental e numérico em que foram ensaiados 18 pilares preenchidos e 6 pilares de aço, sem preenchimento de concreto, submetidos a compressão axial centrada. Foram utilizadas seções quadradas e retangulares. Os pilares mistos e de aço com seção quadrada possuíam dimensões de 72x72mm, perfis com 2,4mm de espessura e 432 mm de comprimento. Já os pilares mistos e de aço de seção retangular possuíam dimensões de 95x50mm, perfis com a mesma espessura dos quadrados (2,4mm) e comprimento de 300mm. A contribuição do núcleo de concreto foi avaliada comparando as capacidades resistentes dos pilares preenchidos com aqueles de aço e observou-se que a presença do concreto proporciona ganho de capacidade resistente de até 65%.

Foram realizadas também simulações numéricas por meio do pacote computacional ANSYS®. Os resultados numéricos e experimentais demonstraram boa correspondência entre si.

Novas tendências têm ganhado espaço no âmbito mundial acerca de pilares preenchidos. Dentre elas destacam-se três linhas de estudos. A primeira trata-se da incorporação do aço inoxidável em substituição ao aço convencional. Vários estudos foram desenvolvidos nesse sentido como Ellobody e Young (2006a), Goode e Lam (2011), Uy *et al.* (2011) e Yousuf *et al.* (2014).

As pesquisas mostraram uma melhora significativa na capacidade de dissipar energia e ainda um aumento na ductilidade e na capacidade resistente quando comparados com pilares preenchidos confeccionados em aço convencional.

A segunda linha de estudos refere-se à adição de agregados reciclados no concreto dos pilares preenchidos. Como mostram os estudos realizados por Yang e Han (2006), Chen *et al.* (2010), Yang e Ma (2013) e Yang e Hou (2015), ocorre uma diminuição na capacidade resistente e na rigidez dos pilares preenchidos, mas em contrapartida, pode ser uma alternativa ambientalmente e financeiramente mais viável a substituição parcial de agregados naturais por agregados originados de resíduos de construção civil.

A terceira linha de estudos trata da incorporação da borracha em substituição parcial do agregado miúdo dando origem ao pilar misto preenchido de aço e concreto emborrachado. Alguns pesquisadores desenvolveram estudos relacionados a esse tema como é o caso de Abende *et al.* (2016) e Duarte *et al.* (2016). Os autores concluíram que há uma diminuição na capacidade resistente e na rigidez do pilar preenchido, mas em compensação ocorre aumento significativo na ductilidade tornando-o uma excelente alternativa para estruturas em zonas sísmicas, onde os requisitos de dissipação de energia são obrigatórios.

As pesquisas no âmbito nacional começaram um pouco mais tarde, por volta da década de 90 e serão tratados no item a seguir.

2.2 PANORAMA NACIONAL

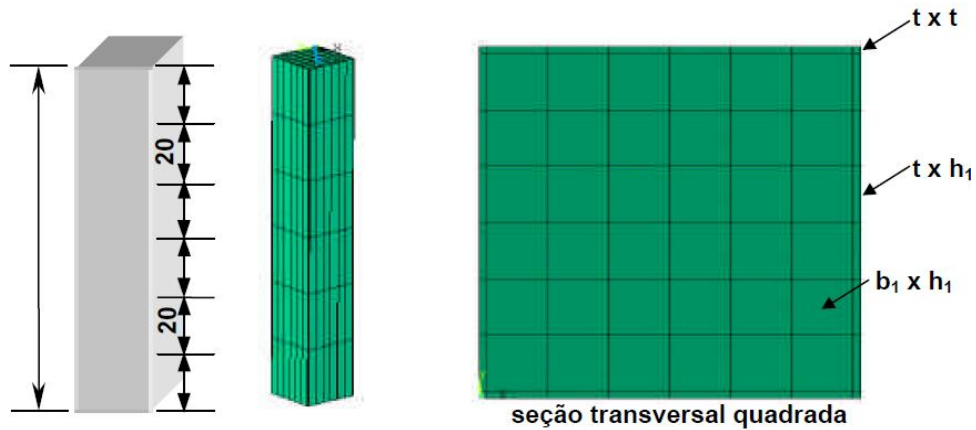
No Brasil, um dos primeiros estudos envolvendo pilares mistos preenchidos foi realizado em São Carlos, na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC-USP), com o trabalho de Figueiredo (1998). O estudo apresenta uma ampla revisão bibliográfica acerca de pilares mistos preenchidos incluindo diversos aspectos relativos ao seu comportamento, além de algumas especificações normativas existentes na época. Desde então

vários outros trabalhos foram desenvolvidos como De Nardin (1999), Alva (2000), Marques e Marques (2000) *apud* De Nardin (2003), De Nardin *et. al* (2001), Tarnoczy (2001), De Nardin (2003), Queiroz (2003), Silva (2006), De Nardin e El Debs (2007), Silva (2012), Pereira (2014), Neuenschwander *et al.* (2014) e Pereira (2017).

Em De Nardin (1999) é apresentado um estudo numérico e experimental buscando avaliar o comportamento do pilar preenchido axialmente comprimido sobretudo avaliando a influência de parâmetros como forma da seção transversal (quadrada, circular ou retangular), resistência à compressão do concreto (48,20 a 65,93MPa), resistência ao escoamento do aço (de 247,1 a 357,5MPa), efeito de confinamento e espessura do perfil tubular (3 e 6,3mm). No total, foram desenvolvidos cinco modelos numéricos por meio do pacote computacional ANSYS® que possibilitou realizar algumas análises paramétricas. Na modelagem foi utilizado o elemento cúbico SOLID 45 com oito nós e três graus de liberdade por nó. As dimensões das malhas variaram de 2,18 a 2,40cm. O modelo foi tomado como sendo engastado na base e rotulado no topo.

O modelo constitutivo do concreto foi definido com base em resultados experimentais, já o do aço foi adotado como elasto-plástico perfeito onde a plastificação ocorre para um nível de tensão equivalente à resistência ao escoamento do aço. A força foi aplicada no topo do pilar misto por meio de incrementos de deslocamento, nos dois materiais da seção simultaneamente. As principais conclusões foram que os elementos apresentavam ruína por esmagamento do concreto e posteriormente instabilidade local e que a espessura do perfil de aço e o efeito confinamento influenciavam diretamente na ductilidade e na capacidade resistente da seção mista. Na Figura 2.5 é apresentado o modelo numérico do pilar misto preenchido de seção quadrada de 150mm de lado ensaiado por De Nardin (1999) com a indicação das dimensões da malha utilizada, t , b_1 e h_1 , nesse caso iguais a 3, 24 e 24mm, respectivamente.

Figura 2.5 - Modelo numérico desenvolvido



Fonte: De Nardin (1999)

Posteriormente, Alva (2000) apresentou um trabalho de caráter bastante abrangente dos elementos mistos (pilares mistos, viga mistas, lajes mistas) com ênfase nos aspectos construtivos, comportamentais e nos procedimentos para dimensionamento recomendados pelas principais normas em vigência com ênfase na norte americana AISC-LRFD (1994) e europeia EUROCODE 4 (1994).

No mesmo ano Marques e Marques *apud* De Nardin (2003) desenvolveram um programa computacional capaz de realizar análises de pilares preenchidos de diversas seções submetidos a flexão normal composta. Os valores de capacidade resistente previstos pelo software foram bastante próximos aos valores obtidos por outros autores em estudos experimentais possibilitando obter uma ótima estimativa da capacidade resistente dos pilares preenchidos flexo-comprimidos.

De Nardin *et al.* (2001) realizaram um estudo teórico de pilares preenchidos submetidos à flexão normal composta, via simulação numérica. Foram consideradas seções retangulares e circulares que apresentam valores diversos de esbeltez, índice de forma (D/t), excentricidade e resistência dos materiais. Os resultados foram comparados com os valores experimentais e normativos (ACI, AISC, BS 5400). As principais conclusões foram que a norma BS 5400 não era muito adequada para prever a capacidade resistente à flexão normal composta de pilares preenchidos, pois seus resultados diferem dos experimentais, indo contra a segurança em alguns casos. Quanto à norma americana ACI 318, os resultados disponíveis indicavam uma boa correlação com os valores experimentais, para materiais de resistência usual. Quando é utilizado concreto de alta resistência, os valores previstos apresentavam diferenças significativas em

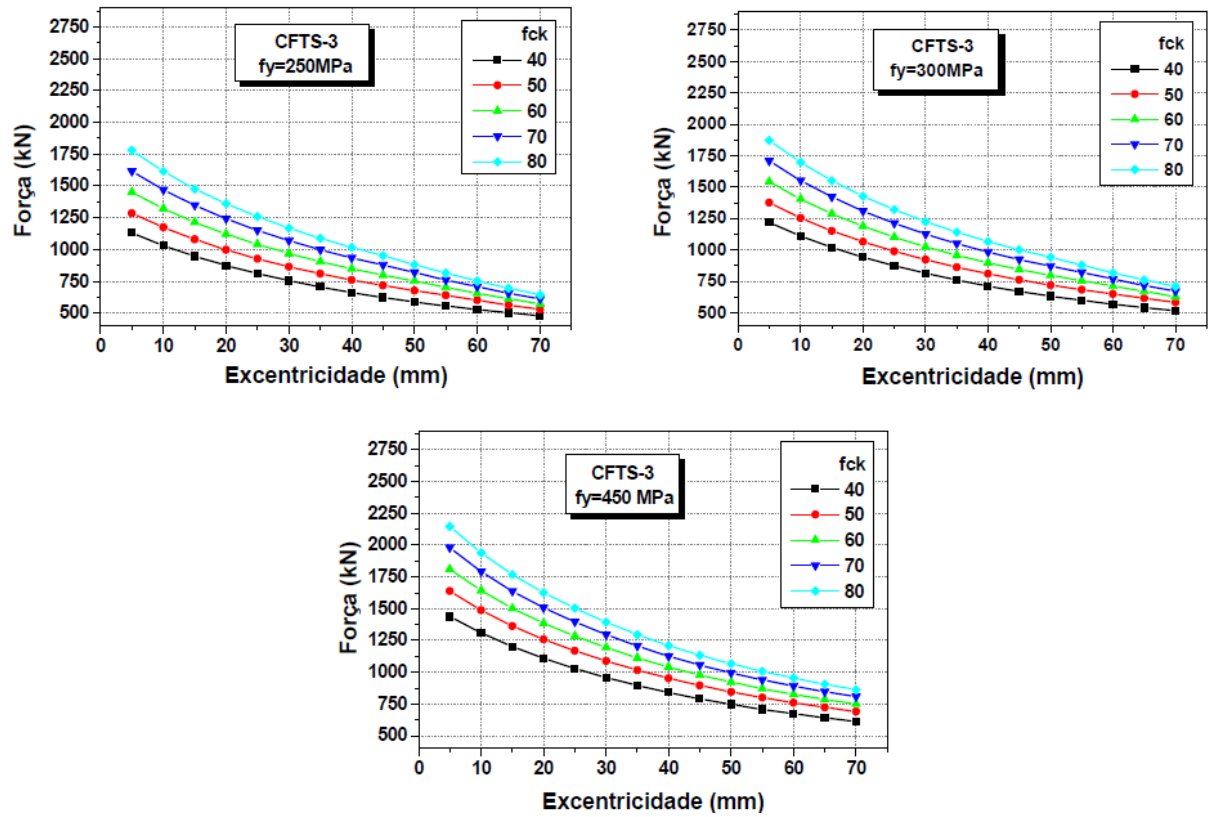
relação aos experimentais. Os valores previstos pela norma americana AISC, quando comparados aos experimentais eram controversos: às vezes superam os experimentais e outras, eram inferiores.

Em Tarnoczy (2001) foi realizado o primeiro estudo brasileiro de viabilidade econômica de pilares mistos parcialmente revestidos e pilares de aço, comparando-os entre si. A avaliação de custo foi realizada com base na economia de material resultante da diminuição da seção transversal. Para uma força de vertical de 2000 kN, o pilar preenchido apresentou uma economia de 29% quando comparado ao pilar de aço. Para uma força vertical de 5600kN a economia foi de 42% em relação ao pilar de aço e 13% em comparação com o pilar parcialmente revestido.

Na sequência, outro programa experimental e numérico foi desenvolvido por De Nardin (2003) para avaliar o comportamento de pilares preenchidos sob compressão excêntrica. Ao todo foram ensaiados 13 pilares, cujos valores de força última foram comparados com valores provenientes da simulação numérica realizada via pacote computacional desenvolvido por Marques e Marques (2000). Após validado, o modelo numérico foi utilizado para avaliar a influência de parâmetros como resistência a compressão do concreto (40, 50, 60, 70, 80MPa), resistência ao escoamento do aço (250, 300 e 450MPa), excentricidade da força axial (5 a 70mm) e relação lado do pilar/espessura do perfil de aço (50 - 23,8 - 66,7 - 31,7) na capacidade resistente do pilar preenchido. Verificou-se que a capacidade resistente do pilar preenchido era mais sensível a acréscimos da resistência a compressão do concreto e escoamento do aço. Constatou-se também que as seções preenchidas com concreto de alta resistência apresentavam menores acréscimos na capacidade resistente do que quando preenchidas com concretos menos resistentes. Em relação à aderência aço-concreto, constatou-se que a mesma não tinha influência na capacidade resistente da seção desde que a carga fosse aplicada em ambos os materiais simultaneamente (DE NARDIN, 2003).

Todos os exemplares apresentaram falha por esmagamento do concreto na face mais comprimida. Na Figura 2.6 são apresentados alguns resultados do modelo CFTS-3 que se trata de um pilar misto preenchido com comprimento de 120cm, seção transversal de 15x15cm e espessura do perfil tubular de 3mm; variáveis analisadas: resistência a compressão do concreto e ao escoamento do aço.

Figura 2.6 – Comportamento Força última x Excentricidade para diferentes resistências ao escoamento do aço



Fonte: De Nardin (2003)

No mesmo ano, Queiroz (2003) realizou um estudo numérico com pilares mistos preenchidos e parcialmente revestidos submetidos à compressão e a flexo-compressão com o objetivo de expor e discutir os aspectos envolvidos na modelagem. A modelagem foi realizada por meio do pacote computacional ANSYS®. Foram utilizados os elementos SOLID45 e SOLID65 para representar o concreto e SHELL143 para representar o perfil de aço.

Nos modelos de pilares parcialmente revestidos submetidos a flexo-compressão utilizando o elemento SOLID45 o autor concluiu que um modelo elasto-plástico relativamente simples pode representar adequadamente o comportamento de pilares mistos, tanto para a plastificação da seção quanto para a capacidade resistente do pilar levando-se em conta a flambagem. Entretanto, na determinação da solicitação que provoca plastificação da seção é necessário complementar a teoria elasto-plástica utilizada com uma limitação das deformações do concreto. Além disso, foi necessário usar uma resistência do concreto à tração da ordem de um quarto da resistência à compressão (QUEIROZ, 2003).

Já com o elemento SOLID65 houve dificuldades de convergência durante as análises numéricas, principalmente quando grande parte da seção mista foi tracionada. Além disso, as deformações do concreto tiveram que ser limitadas quando não se considerava o esmagamento, ficando a resistência à compressão definida apenas no modelo de plasticidade. Para os pilares mistos preenchidos de seção circular também utilizando o elemento SOLID65 observou-se que o concreto submetido a tensões de confinamento apresentava deformações muito maiores do que no caso de compressão axial. O efeito de confinamento foi confirmado pelas tensões circunferencial de tração no aço e radial de compressão no concreto, obtidas na análise numérica.

Ensaio do tipo “pushout” foram realizados em alguns modelos de pilares preenchidos de seção transversal 20x20cm e espessura do perfil tubular de 6,3mm (Silva, 2006). Utilizou-se concreto com resistência à compressão de 50MPa, aços com resistência ao escoamento de 219,76 e 253,26MPa e conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça e do tipo cantoneira. Com os resultados obtidos traçou-se curvas de comportamento do tipo força x escorregamento do concreto, força x deformações axiais nos materiais e curvas de distribuição de força ao longo do comprimento dos modelos que permitiram observar o comportamento e a influência dos dois tipos de conectores de cisalhamento no pilar preenchido. Silva (2006) destacou que os conectores tipo pino com cabeça tipo cantoneiras são excelentes alternativas na transferência de tensões de cisalhamento na interface aço-concreto. Entretanto seria necessário garantir resistência a ligação para que esses mecanismos fossem mobilizados.

De Nardin e El Debs (2007) apresentaram um estudo com seis pilares curtos submetidos a carga axial centrada abordando pilares preenchidos de seção quadrada (150x150mm) com duas espessuras do perfil de aço (3 e 6,3mm). Os pilares possuíam comprimento de 1200mm e foram preenchidos com concreto de alta resistência. Todos os exemplares apresentaram falha por esmagamento do concreto. Ao comparar os resultados obtidos com os códigos normativos EUROCODE 4 (1994), uma versão da norma brasileira que estava sob revisão - PR ABNT NBR 8800 (2003) e AISC-LRFD (1994) constatou-se que estes superestimavam os valores de capacidade resistente em 8, 8, e 17% respectivamente.

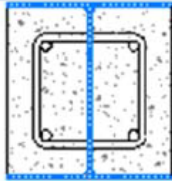
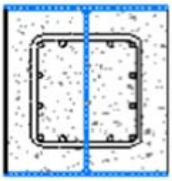
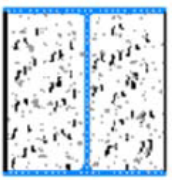
Silva (2012) desenvolveu alguns estudos envolvendo o dimensionamento de pilares preenchidos utilizando a norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008), modelos de cálculo I e II, a norte americana ANSI/AISC 360 (2005) e ANSI/AISC 360 (2010) e também a norma europeia EUROCODE 4 (2004). Para isso foram utilizados os resultados experimentais de Han (2002) *apud* Silva (2012) para pilares preenchidos de seção quadrada submetidos a compressão

centrada e os de Bridge (1976) *apud* Silva (2012) para pilares preenchidos de seção quadrada submetidos a flexo-compressão. Han (2002) *apud* Silva (2012) ensaiou 24 pilares e os resultados obtidos foram comparados aos códigos normativos. Bridge (1976) *apud* Silva (2012) ensaiou 4 pilares. É importante ressaltar que para o dimensionamento foi utilizado um código computacional denominado CalcPM 1.0 desenvolvido por Silva (2012). Após as análises e comparações entre as normas e os resultados experimentais, o autor concluiu que a maioria dos resultados estavam a favor da segurança e próximos aos resultados experimentais. Para seções preenchidas submetidas a flexo-compressão o EUROCODE 4 (2004) apresenta os resultados em média mais próximos aos ensaios. Já quando se trata de compressão centrada, os valores estavam ligeiramente contra a segurança (SILVA, 2012).

Na sequência, Pereira (2014) desenvolveu um estudo com o objetivo de analisar o comportamento estrutural de pilares parcialmente revestidos e avaliar a possibilidade de substituição das armaduras tradicionais compostas de vergalhões por telas de aço soldadas ou adição de fibras de aço ao concreto (taxa de 1,5% de fibras de 25 mm de comprimento). Para isto, foram realizados ensaios experimentais com seis modelos físicos de pilares mistos parcialmente revestidos solicitados por compressão centrada e de um modelo solicitado por flexo-compressão. Em complemento, foi desenvolvida simulação numérica utilizando o pacote computacional DIANA[®]. Foram utilizados elementos sólidos HX24L (elemento isoparamétrico com oito nós) tanto para a representação do perfil de aço e a armadura quanto para o concreto. Objetivando maior agilidade e precisão no processamento as três dimensões dos elementos foram adotadas como iguais, com exceção do perfil de aço devido a sua baixa espessura. Em relação aos modelos constitutivos dos materiais, adotou-se para o aço o comportamento elasto-plástico perfeito e o critério de plastificação de Von Mises, para análises preliminares foram utilizados módulo de elasticidade de 250MPa e resistência ao escoamento de 500MPa. Para o comportamento do concreto à tração foi considerada uma curva tensão deformação exponencial baseada na resistência à tração, energia de fraturamento à tração do concreto e largura da banda de fissuração. Para o comportamento do concreto à compressão foi considerada uma curva tensão-deformação parabólica baseada na resistência a compressão, energia de fraturamento a compressão do concreto e na largura de banda de fissuração. Para as análises preliminares, os valores de resistência à compressão considerados foram 25, 50 e 80 MPa, módulo de elasticidade 36760 MPa e coeficiente de Poisson de 0,2. A estratégia de solução adotada foi a Quase-Newton (ou Secante), com critério de convergência em energia. A tolerância adotada foi de 10^{-2} . Fez-se uso do algoritmo *Line Search* para redução do tempo de processamento. O

deslocamento imposto foi aplicado em até 25 passos de 0,25mm. Como critério de parada considerou-se a perda de convergência do modelo. Na Tabela 2.2 são apresentados os modelos físicos ensaiados.

Tabela 2.2 - Modelos físicos ensaiados

Modelos	Descrição			Observações
	Armadura	Concreto		
 Modelo 1	M1	Convencional de acordo com a NBR 8800:2008	Convencional	Exemplar
	M1-R			Réplica
 Modelo 2	M2	Tela de aço soldada	Convencional	Exemplar
	M2-R			Réplica
 Modelo 3	M3	-	Concreto com adição de 1,5% de fibras de aço de 25 mm	Exemplar com carga axial
	M3-E			Exemplar com carga excêntrica e=10mm

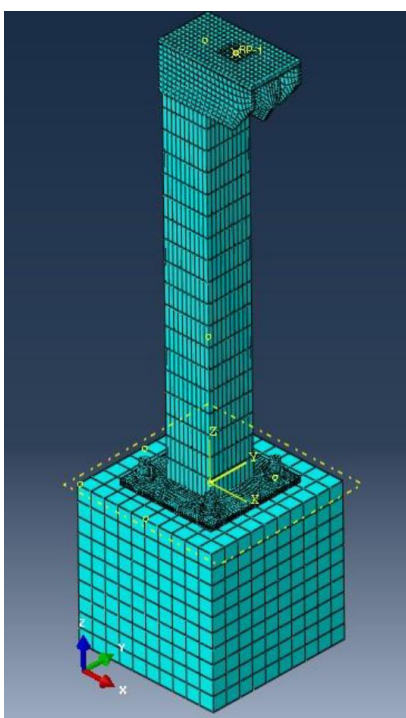
Fonte: Pereira (2014)

Os resultados demonstraram-se promissores no que tange à substituição da armadura, mesmo para a situação com excentricidade na força aplicada. Os resultados experimentais comprovaram também a existência do comportamento conjunto na ausência de armaduras mesmo quando o pilar é solicitado a carregamentos excêntricos.

Neuenschwander *et al.* (2014) realizaram um estudo numérico e experimental onde foi ensaiado um pilar preenchido de seção quadrada submetido a flexo-compressão considerando sua ligação com a fundação por meio de placa de base aberta. O exemplar possuía comprimento de 1,8m e seção de 200x200mm. A espessura do perfil tubular utilizada foi de 6,3mm e a resistência a compressão do concreto de 30MPa. A armadura longitudinal era composta por quatro barras com 12,5mm de diâmetro e estribos de 6,3mm espaçados de 15cm. A força foi aplicada por

meio de uma chapa de aço de 19mm com enrijecedores que avançavam lateralmente 250 mm. Foram realizados três ensaios: com grande excentricidade (150mm), pequena excentricidade (75mm) e compressão centrada. Foram avaliados parâmetros como a excentricidade da carga, capacidade resistente do pilar e o comportamento da placa de base. Sequenciando os ensaios experimentais foi realizada a modelagem numérica por meio do pacote computacional ABAQUS®. Na Figura 2.7 tem-se uma visão geral do modelo numérico.

Figura 2.7 – Instrumentação do modelo numérico desenvolvido por Neuenschwander *et al.* (2014)



Fonte: Neuenschwander *et al.* (2014).

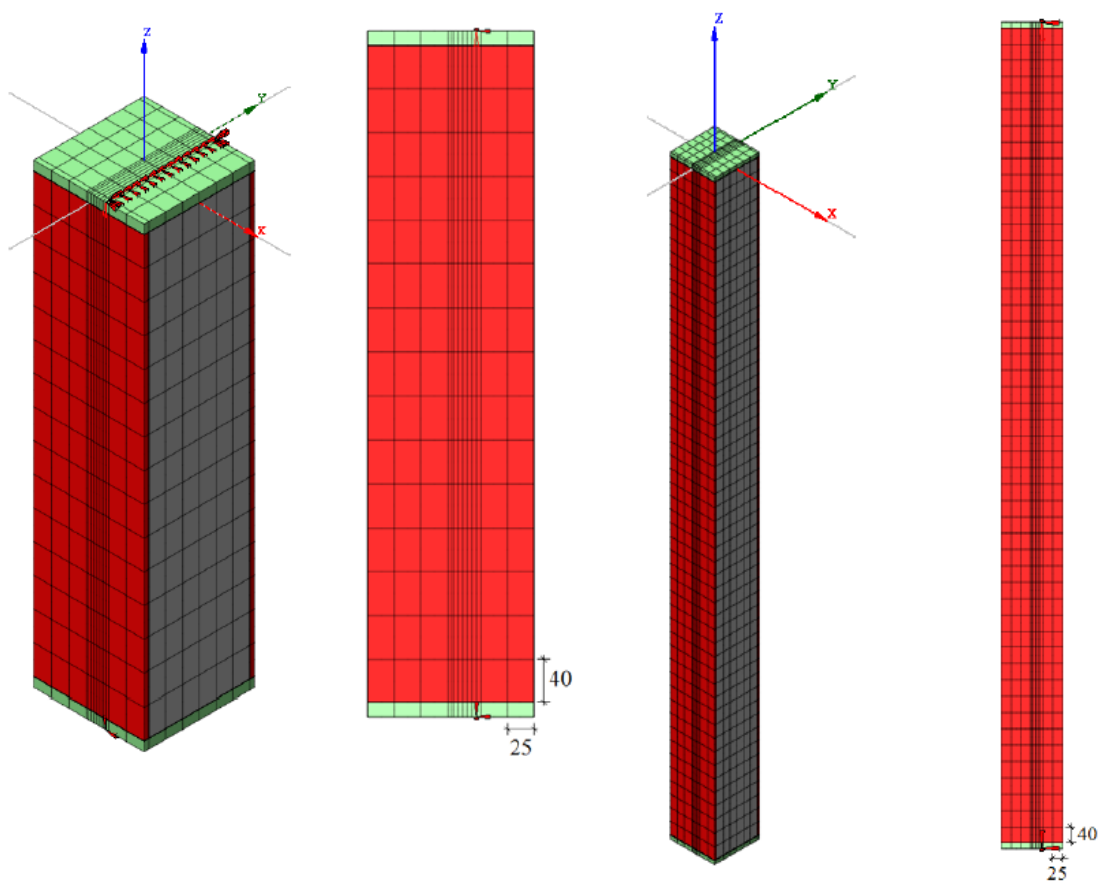
Constatou-se que a forma de introdução de carga interfere no comportamento, mas os resultados apresentados pelo modelo experimental e o numérico tiveram boa concordância. As tensões na placa de base foram menores que as tensões na face do perfil de aço. Isso indica que a abertura da placa de base permitindo a continuidade da ligação do concreto do núcleo do pilar com os elementos da fundação representa uma solução interessante para os pilares mistos preenchidos com concreto.

Além dos materiais convencionais aço e concreto, pesquisas envolvendo a utilização de novos materiais em pilares mistos também vem sendo desenvolvidas no Brasil como em ARAÚJO (2016) que realizou um estudo com o objetivo de desenvolver modelos numéricos de um pilar misto, composto por tubos circulares de aço inoxidável e aço carbono concêntricos (dupla pele) preenchidos com concreto entre eles. Logo após a calibração dos modelos numéricos com os

modelos experimentais foram realizadas análises paramétricas a fim de analisar o comportamento da estrutura variando-se o diâmetro, a espessura e a altura do tubo de aço inoxidável (externo) comparando-se os resultados obtidos com equações de dimensionamento existentes na literatura.

Um ano depois, Pereira (2017) realizou um estudo envolvendo 23 exemplares de pilares mistos parcialmente revestidos dessa vez com enfoque maior no comportamento estrutural destes quando submetidos a compressão simples e a flexo-compressão. Foi desenvolvido também um modelo numérico com o pacote computacional DIANA® e após validado tornou possível realizar análises variando parâmetros como resistência a compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço, índice de esbeltez reduzido, excentricidade da carga e comprimento do pilar. Avaliou-se também a possibilidade de substituição da armadura convencional por alternativas que possibilitassem uma execução mais simples como telas de aço soldadas entre as mesas e concreto com adição de fibras. Na Figura 2.8 são apresentados alguns modelos numéricos desenvolvidos em Pereira (2017).

Figura 2.8 - Detalhes do modelo numérico de Pereira (2017)



Fonte: Pereira (2017)

As principais conclusões retiradas da análise paramétrica foram que a variação da força máxima em função da resistência a compressão do concreto foi aproximadamente linear e os valores de força máxima e momento máximo resistentes em pilares com características semelhantes porém com diferentes tipos de armaduras (convencionais, telas e concreto com fibras) foram próximos entre si, independentes do índice de esbeltez ou excentricidade do carregamento analisados. Já com relação a resistência ao escoamento do aço foi possível notar que esta produzia uma maior influência em pilares mais esbeltos e com baixos valores de excentricidade.

O autor concluiu também que o aumento no índice de esbeltez causou diminuição na força máxima e que um aumento na excentricidade do carregamento produzia um efeito similar. Outro ponto observado foi que quando se aumentava a excentricidade de 0 para 25 mm havia uma queda significativa no valor da força máxima, aproximadamente 43%, entretanto ao considerar valores de força máxima obtidos para excentricidades iguais a 25 e 50 mm essa diferença se reduzia a 30%.

No mesmo ano, Natalli (2017) publicou um estudo experimental envolvendo a análise de desempenho de pilares mistos preenchidos com concretos leves de seção circular. O estudo teve como variáveis principais a aderência e o efeito de confinamento em seções mistas compostas por perfis tubulares de parede fina, preenchidos com três diferentes tipos de concreto: leve sem adição (utilizado como referência), leve com adição de expensor, e, leve com agente incorporador de ar. Foram confeccionados 12 exemplares, utilizando perfis finos de aço, com diâmetro externo de 100 mm, espessura de 2 mm e comprimentos de 200 e 550mm, preenchidos com concretos leves executados com argila expandida. Os modelos foram submetidos a uma investigação do comportamento de seus núcleos de preenchimento durante o período de cura, objetivando-se verificar o desempenho dos concretos quanto à expansão/contração durante o tempo especificado. Além disso, foram realizados testes de cisalhamento, análise morfológica por microscopia óptica nas interfaces das seções, ensaios de resistência à compressão com carga aplicada ao núcleo de concreto e à seção mista e caracterizações mecânicas dos concretos produzidos. As principais conclusões foram que a variação dimensional gerada pelo concreto expansivo durante o seu período de endurecimento induz um efeito de confinamento nas paredes do tubo de aço, proporcionando melhora da adesão na interface e bom desempenho dos protótipos quando submetidos a cargas axiais. Quanto aos núcleos de concreto dosados com incorporador de ar, verificou-se que o seu menor módulo de elasticidade e suas irregularidades superficiais contribuíram para a manifestação da aderência mecânica, por atrito e para um elevado grau de confinamento.

No panorama nacional, além dos trabalhos já citados, vários outros estudos abordando pilares mistos foram desenvolvidos como os de Leite Junior (2009) e Santana (2009) abordando o pilar misto em situação de incêndio, Kataoka (2011), abordando ligações mistas, Campolina (2008) estudando a aderência, Simões (2008) abordando o efeito do confinamento, Oliveira (2008) estudando seções circulares, Neto e Sarmanho (2017) e Prates (2017) abordando conectores de cisalhamento em pilares preenchidos.

Com base nos estudos abordados, foi possível observar as principais metodologias utilizadas na análise numérica de pilares mistos preenchidos submetidos a flexo-compressão. Os principais parâmetros que interferem no comportamento dos pilares preenchidos também foram levados em consideração para o desenvolvimento das parametrizações. Em relação a confecção do modelo numérico, foram observados os diversos aspectos envolvidos na modelagem como, por exemplo, os tipos de elementos finitos utilizados, as propriedades dos materiais e condições de contorno. A partir dos estudos apresentados neste capítulo observa-se, de modo geral, o crescimento da utilização deste tipo de elemento aliado a uma carência de estudos, principalmente no âmbito nacional. Fato este que contribui com a justificativa da necessidade de estudos nesta área, o que constitui uma das contribuições do presente trabalho. A seguir tem-se a abordagem dos principais códigos que normatizam o dimensionamento do pilar misto preenchido submetido a flexo-compressão.

3 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

Existem diversas normas que abordam o dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto. Dentre elas estão a norma norte americana AISC – LRFD (2010) recentemente atualizada, a norma europeia EUROCODE 4 (2004) e a norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008). Neste capítulo será apresentado uma visão geral dessas três normas dando maior ênfase a ABNT NBR 8800 (2008) e relacionando-as com os pilares mistos de seção quadrada submetidos à flexo-compressão.

3.1 LIMITES DE APLICAÇÃO

Para que se possa realizar o correto dimensionamento dos pilares mistos preenchidos submetidos a flexo-compressão, primeiramente é necessário que algumas condições sejam satisfeitas. No caso dos pilares, a ABNT NBR 8800 (2008) exige que haja interação completa entre o concreto e o aço e que o concreto utilizado possua densidade normal. Além disso, o fator de contribuição do aço deve ser superior a 0,2 e inferior a 0,9 (Eq. 1):

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{Eq. 1}$$

Onde:

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço.

f_{yd} é a resistência ao escoamento do perfil de aço, valor de cálculo, igual a $f_{yk}/1,10$.

$N_{pl,Rd}$ é a força axial de compressão resistente, de cálculo, a plastificação total.

A força axial de compressão resistente, de cálculo, a plastificação total, $N_{pl,Rd}$, é definida através do somatório das resistências a plastificação total de cada componente comprimido que compõe a seção transversal do pilar misto preenchido, sendo estes o perfil de aço, o concreto e a armadura longitudinal (Eq. 2):

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad \text{Eq. 2}$$

Sendo:

a) Capacidade resistente do perfil de aço: $N_{pl,a,Rd} = f_{yd} \cdot A_s$

b) Capacidade resistente do concreto: $N_{pl,c,Rd} = f_{cd1} \cdot A_c$, $f_{cd1} = 0,85 \cdot f_{cd}$

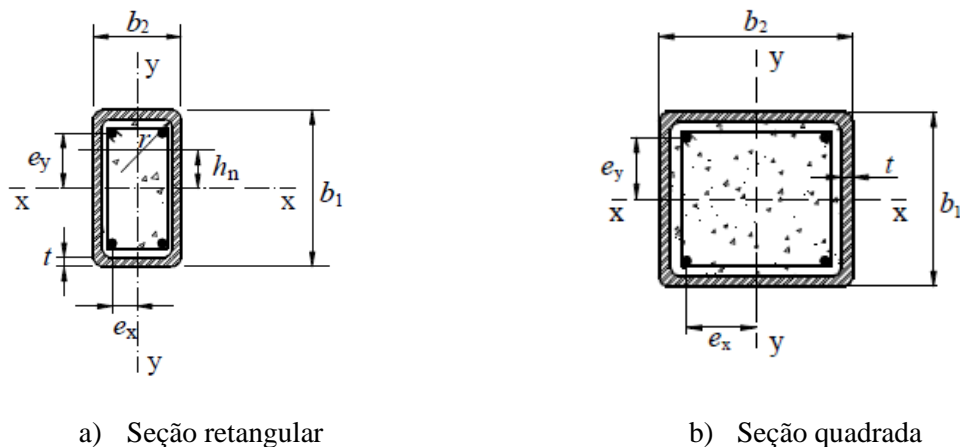
c) Capacidade resistente da armadura longitudinal: $N_{pl,s,Rd} = f_{sd} \cdot A_s$

Nos casos em que δ for inferior a 0,2, o pilar deve ser dimensionado como um pilar de concreto e, para δ superior a 0,9, o pilar deve ser dimensionado como pilar de aço.

A ABNT NBR 8800 (2008) estabelece que a esbeltez relativa do pilar (λ_{rel}), não pode ser maior que 2,0 e que a relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0.

Na Figura 3.1 são apresentadas as dimensões em planta dos pilares mistos preenchidos de seção retangular (Figura 3.1a) e quadrada (Figura 3.1b) tratados na norma.

Figura 3.1 - Dimensões em planta dos pilares de seção retangular e quadrada



a) Seção retangular

b) Seção quadrada

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

As seções preenchidas com concreto podem ser fabricadas sem qualquer armadura, exceto para algumas verificações em situação de incêndio; nesse caso deve-se consultar a norma ABNT NBR 14323 (2013). Os materiais devem atingir à plastificação total e, para isso, não pode ocorrer flambagem local dos componentes do perfil de aço da seção transversal. Para isso, não pode ser ultrapassada a relação dada pela Eq. 3:

$$\frac{b_i}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Eq. 3}$$

Onde:

b_i é a altura do perfil de aço;

t é a espessura do perfil de aço.

Os materiais aço e concreto devem respeitar os limites dados a seguir:

Aço: $f_y \leq 450$ MPa; $f_u/f_y \geq 1,18$.

Concreto: Resistência à compressão maior que 20 MPa e menor que 50 MPa; Módulo de elasticidade secante do concreto igual a $E_c = 4760 \cdot \sqrt{f_{ck}}$.

O EUROCODE 4 (2004), assim como a ABNT NBR 8800 (2008), também apresenta algumas limitações de aplicação. Para o dimensionamento de pilares mistos é necessário que haja interação total entre o aço e o concreto e que as seções permaneçam planas depois do carregamento. Além disso, as imperfeições geométricas e as tensões residuais devem ser levadas em conta no cálculo.

Em relação às características dos materiais, a versão de 2004 do EUROCODE regulamenta que o perfil de aço do pilar misto deve apresentar resistência ao escoamento entre 235 e 460 MPa, já quando se trata da resistência a compressão do concreto, as limitações são as mesmas da ABNT NBR 8800 (2008).

O EUROCODE 4 (2004) apresenta o índice de esbeltez modificado do pilar misto preenchido bastante semelhante ao que consta na norma brasileira. Observando as Equações 4, 5, 6 e 7, retiradas da ABNT NBR 8800 (2008) nota-se que não há diferenças significantes entre as normas.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad \text{Eq. 4}$$

Com:

$$N_{pl,Rk} = f_y A_s + \alpha f_{ck} A_c + f_{ys} A_s \quad \text{Eq. 5}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad \text{Eq. 6}$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad \text{Eq. 7}$$

Onde:

$N_{pl,Rk}$ é o valor de $N_{pl,Rd}$ com os coeficientes de resistência γ_a , γ_s e γ_c tomados iguais a 1,0;

N_{cr} é a carga crítica elástica por flexão.

$(EI)_e$ é a rigidez efetiva a flexão.

KL é o comprimento de flambagem do pilar.

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

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

I_c é o momento de inércia 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.

Na Tabela 3.1 é apresentado um resumo das limitações para aplicação do método simplificado impostas pelas normas Eurocode 4 (2004) e ABNT NBR 8800 (2008) para o dimensionamento de pilares mistos preenchidos de seção quadrada.

Tabela 3.1 - Resumo dos limites de aplicabilidade das normas brasileira e europeia

	ABNT NBR 8800 (2008)	Eurocode 4 (2004)
Resistência ao escoamento do aço	$f_{yk} \leq 450 \text{ MPa}$, com $f_u/f_y \geq 1,18$	$235 \leq f_y \leq 460 \text{ MPa}$
Resistência a compressão do concreto	$20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$
Índice de esbeltez global	$\lambda_{m,0} = \sqrt{\frac{N_{Rpl}}{N_e}} \leq 2,0$	$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \leq 2,0$
Limite de esbeltez local	$\frac{b_i}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{h}{t} \leq 52\varepsilon$, com $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Fator de contribuição do perfil de aço	$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$, com δ entre 0,2 e 0,9	$\delta = \frac{(A_a f_y)}{N_{pl,Rd}}$, com δ entre 0,2 e 0,9
Relação altura/largura	Entre 0,2 e 5,0	$5 > \frac{h_c}{b_c} > 0,2$

Fonte: Próprio autor.

3.2 NORMAL RESISTENTE DE CÁLCULO

Inicialmente será apresentada a abordagem das normas norte americana AISC – LRFD (2010), da norma europeia EUROCODE 4 (2004) e da norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) referente à normal resistente de cálculo.

Para a determinação da normal resistente de cálculo (N_{Rd}) em pilares mistos preenchidos de seção quadrada, primeiramente é necessário conhecer a capacidade resistente da seção mista à plastificação total ($N_{pl,Rd}$).

A capacidade resistente de cálculo a plastificação total ($N_{pl,Rd}$) nada mais é que o resultado do somatório da capacidade resistente de cálculo a plastificação de cada componente comprimido que compõe a seção mista: perfil de aço ($N_{pl,a,Rd}$), concreto ($N_{pl,c,Rd}$) e armadura longitudinal ($N_{pl,s,Rd}$). A ABNT NBR 8800 (2008) prevê a capacidade resistente a compressão simples considerando a plastificação total de cada componente (Eq. 8) e, sobre esse valor aplica o coeficiente χ , que leva em conta a instabilidade por flexão.

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad \text{Eq. 8}$$

Sendo:

- Capacidade resistente a plastificação total do perfil de aço: $N_{pl,a,Rd} = f_{yd} \cdot A_s$
- Capacidade resistente a plastificação total do concreto: $N_{pl,c,Rd} = f_{cdl} \cdot A_c$, $f_{cdl} = 0,85 \cdot f_{cd}$
- Capacidade resistente a plastificação total da armadura longitudinal: $N_{pl,s,Rd} = f_{sd} \cdot A_s$

A norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) também adota coeficientes de ponderação para minorar a resistência de cada componente do pilar misto preenchido. Para o aço adota-se $\gamma_a = 1,10$, para o concreto $\gamma_c = 1,40$ e para a armadura longitudinal $\gamma_s = 1,15$ (Eq. 9, 10, e 11).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,40} \quad \text{Eq. 9}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yd}}{1,10} \quad \text{Eq. 10}$$

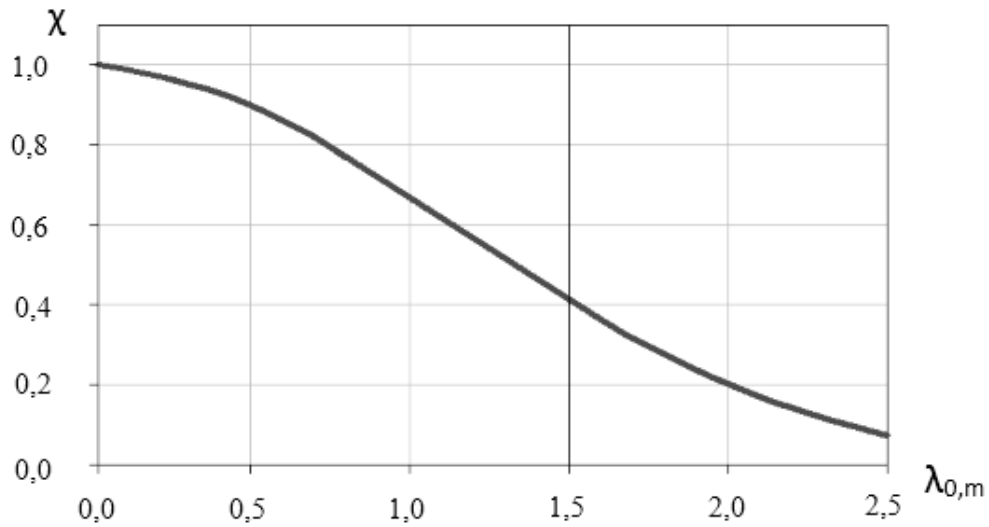
$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{1,15} \quad \text{Eq. 11}$$

A partir da força normal de plastificação total, $N_{pl,Rd}$, determina-se a normal resistente a compressão simples, N_{Rd} , como mostrado na Eq. 12:

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{Eq. 12}$$

O coeficiente χ é diretamente dependente do índice de esbelteza reduzida do pilar ($\lambda_{0,m}$), conforme mostra Figura 3.2.

Figura 3.2 - Curva de resistência para elementos comprimidos axialmente, ABNT NBR 8800 (2008)



Fonte: próprio autor.

O coeficiente χ se relaciona com o índice de esbeltez reduzida da forma mostrada na (Eq. 13) e (Eq. 14).

$$\chi = 0,658^{\lambda_{0,m}^2} \rightarrow \lambda_{0,m} \leq 1,5 \quad \text{Eq. 13}$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2} \rightarrow \lambda_{0,m} > 1,5 \quad \text{Eq. 14}$$

A norma norte americana AISC-LRFD (2010) estima a capacidade resistente de cálculo de um pilar misto preenchido axialmente comprimido por meio das equações Eq. 15 e 16:

$$\phi_b \cdot P_0 \quad \text{Eq. 15}$$

Com:

$$P_0 = A_s \cdot f_y + A_{sr} \cdot f_{yr} \cdot C_2 A_c \cdot f_c \quad \text{Eq. 16}$$

Onde:

A_s : área da seção transversal do perfil de aço;

A_c : área da seção transversal de concreto;

A_{sr} : área da seção transversal da armadura longitudinal;

C_2 : o coeficiente igual a 0,85 para perfis retangulares;

f_y : resistência ao escoamento mínima do perfil de aço;

f_c : resistência característica do concreto à compressão;

f_{yr} : resistência ao escoamento mínima da armadura longitudinal;

ϕ_B : o coeficiente de segurança da resistência à compressão.

Nesse caso, os coeficientes de minoração da resistência ao escoamento do aço do perfil (C_1), da resistência a compressão do concreto (C_2) e da resistência ao escoamento da armadura longitudinal (C_3) assumirão respectivamente os valores de 1,0, 0,85 e 0,4.

E por fim, o EUROCODE 4 (2004), prevê a capacidade resistente de cálculo de um pilar misto preenchido axialmente comprimido usando a Eq. 17.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{Ma}} + \frac{\alpha_c A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \quad \text{Eq. 17}$$

Onde:

A_a : área da seção transversal do perfil de aço;

A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal;

A_c : área da seção transversal de concreto;

f_y : o limite de escoamento do aço do perfil;

f_{sk} : o limite de escoamento do aço da armadura;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto;

γ_{Ma} : o coeficiente de resistência do aço do perfil, igual a 1,1;

γ_s : o coeficiente de resistência do aço da armadura, igual a 1,15;

γ_c : o coeficiente de resistência do concreto, igual a 1,5;

α_c : 1,0 para seções tubulares retangulares preenchidas com concreto;

3.3 DIAGRAMAS DE INTERAÇÃO MOMENTO - FORÇA NORMAL

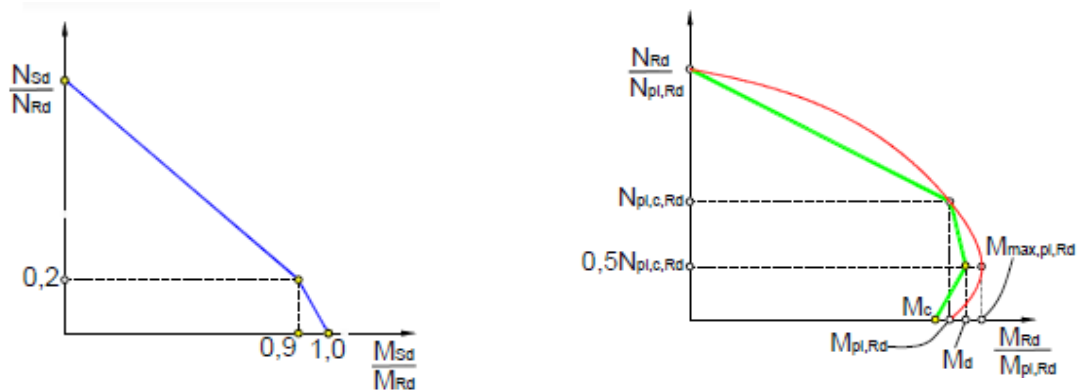
O dimensionamento dos pilares mistos de aço e concreto submetidos à flexo-compressão pode ser realizado através de dois modelos de cálculo abordados no Anexo P da ABNT NBR 8800 (2008): o modelo de cálculo I que equivale ao utilizado pela norma americana AISC-LRFD (2010) e o modelo de cálculo II que equivale ao adotado pelo EUROCODE 4:2004.

Tanto o dimensionamento com base no modelo de cálculo I quanto com base no modelo II são realizados com base em diagramas de interação Momento-Força Normal. No modelo de cálculo I é utilizada uma curva de interação Momento-Força Normal composta por dois trechos.

Para esse modelo cada trecho de reta é representado por uma equação de interação que deve ser avaliada em relação a momentos atuantes em torno dos eixos principais de inércia da seção do pilar. Dependendo dos esforços atuantes na seção, uma das duas equações se aplicará. O parâmetro que define qual trecho de reta deverá ser utilizado é a relação entre a força normal solicitante (N_{Sd}) e a força normal resistente (N_{Rd}). Na Figura 3.3a tem-se o Diagrama de Interação correspondente ao Modelo de cálculo I e logo em seguida as Equações de Interação momento-normal (Eq. 18) e (Eq. 19).

No modelo de cálculo II é utilizado um Diagrama de interação Momento-Força Normal representado por três trechos (Figura 3.3b). Nesse caso, o parâmetro para mudança de trecho é a capacidade resistente da seção de concreto ao esforço axial ($N_{pl,c,Rd}$), que é comparada com o esforço axial solicitante (N_{Sd}). Em função disso, na equação geral de interação, o coeficiente μ assume, de acordo com o eixo de flexão, os valores mostrados na Eq. 20. Para flexão em torno do eixo y, basta alterar adequadamente as expressões mostradas nas equações 20 e 21, considerando as características geométricas correspondentes ao novo eixo de flexão.

Figura 3.3 - Diagrama de Interação: Modelos de Cálculo I e II da ABNT NBR 8800 (2008)



a) Diagrama de Interação do Modelo de Cálculo I

b) Diagrama de Interação do Modelo de Cálculo II

Fonte: Pulido *et al.* (2012)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \rightarrow \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1 \quad \text{Eq. 18}$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \rightarrow \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1 \quad \text{Eq. 19}$$

$$\mu_x = \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \text{ se } N_{Sd} \geq N_{pl,c,Rd} \\ \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} \right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \text{ se } \frac{N_c}{2} < N_{Sd} < N_{pl,c,Rd} \\ 1 + \frac{2 \cdot N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} \cdot \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1 \right) \text{ se } 0 \leq N_{Sd} \leq \frac{N_{pl,c,Rd}}{2} \end{array} \right\} \quad \text{Eq. 20}$$

Assim,

$$\frac{M_{x,tot.Sd}}{\mu_x \cdot M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot.Sd}}{\mu_y \cdot M_{c,y}} \leq 1,0, \text{ com } N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad \text{Eq. 21}$$

Onde,

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

N_{Rd} é a força axial de compressão resistente de cálculo.

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ são momentos fletores solicitantes, de cálculo, em relação aos eixos x e y, respectivamente.

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são momentos fletores resistentes, de cálculo, em relação aos eixos x e y, respectivamente.

$N_{pl,c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente, de cálculo, a plastificação da seção de concreto.

$M_{d,x}$ e $M_{d,y}$ é igual a 80% do $M_{max,pl,x,Rd}$ e 80% do $M_{max,pl,y,Rd}$ respectivamente.

$M_{c,x}$ e $M_{c,y}$ é igual a 90% do $M_{pl,x,Rd}$ e 90% do $M_{pl,y,Rd}$ respectivamente;

$M_{max,pl,x,Rd}$ e $M_{max,pl,y,Rd}$ são os momentos fletores máximos resistente a plastificação de cálculo em relação ao eixo x e y, respectivamente;

$M_{pl,x,Rd}$ e $M_{pl,y,Rd}$ são os Momentos fletores resistentes a plastificação de cálculo em relação ao eixo x ou y, respectivamente.

Os momentos fletores M_c e M_d são expressos por:

$M_{c,x}$ e $M_{c,y}$ são iguais a 90% do momento fletor resistente à plastificação de cálculo em relação aos eixos x e y (kN.cm), respectivamente.

$M_{d,x}$ e $M_{d,y}$ são iguais a 80% do momento resistente à plastificação de cálculo máximo em relação aos eixos x e y (kN.cm), respectivamente.

Caso $M_{d,x} < M_{c,x}$, então $M_{d,x}$ deve ser tomado igual a $M_{c,x}$. O mesmo deve ser feito em relação ao eixo y. Os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, caso não seja feita análise mais rigorosa, são iguais à soma dos momentos fletores solicitantes de cálculo e dos momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar (Eq. 22 e 23). O momento devido à imperfeição inicial deve ser considerado somente no eixo em que gerar o efeito mais desfavorável.

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd} \quad \text{Eq. 22}$$

$$M_{y,tot,Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd} \quad \text{Eq. 23}$$

$M_{x,Sd}$ 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, conforme Eq. 24 e 25:

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_x}{200\left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}}\right)} \quad \text{Eq. 24}$$

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_y}{200\left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}}\right)} \quad \text{Eq. 25}$$

Sendo L o comprimento destravado do pilar entre contenções laterais, $N_{e2,x}$ e $N_{e2,y}$ são calculados conforme as Eq. 26 e Eq. 27, onde os subscritos x e y referem-se a flexão em relação aos eixos x e y.

$$N_{e2,x} = \pi^2 \frac{(EI)e,x}{L_x^2} \quad \text{Eq. 26}$$

$$N_{e2,y} = \pi^2 \frac{(EI)e,y}{L_y^2} \quad \text{Eq. 27}$$

3.4 MOMENTOS FLETORES RESISTENTES DE CÁLCULO

O momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção mista é dado por $M_{pl,x,Rd}$, conforme Eq. 28:

$$M_{pl,x,Rd} = f_{yd} (Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1} (Z_c - Z_{cn}) + f_{sd} (Z_s - Z_{sn}) \quad \text{Eq. 28}$$

Onde:

Z_a , Z_c , Z_s são os módulos de resistência plástico da seção do perfil de aço, do concreto e da armadura longitudinal, respectivamente.

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

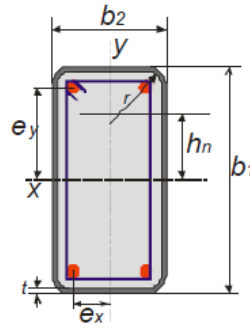
f_{sd} : resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura;

f_{cd1} : igual ao produto αf_{cd} ;

α é um coeficiente que será utilizado igual a 0,85, por se tratar de seções tubulares quadradas preenchidas.

Z_{an} , Z_{cn} , Z_{sn} são módulos de resistência plásticos, que serão mais detalhados a seguir. Como esse trabalho trata apenas do pilar misto preenchido de aço e concreto de seção quadrada será detalhado somente os módulos de resistência plásticos dessa seção como na Figura 3.4.

Figura 3.4 - Seção Retangular: definição dos módulos de resistência plásticos



Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

3.4.1 EIXO X

Inicialmente deve ser calculado Z_c (Eq. 29):

$$Z_c = \left(\frac{(b_2 - 2t)(b_2 - 2t)^2}{4} \right) - \frac{2r^3}{3} - r^2(4 - \pi) \left(\left(\frac{b_1}{2} \right) - t - r \right) - Z_s \quad \text{Eq. 29}$$

Com:

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{Si} e_i| \quad \text{Eq. 30}$$

Onde:

e_i é a distância do eixo da barra da armadura de área A_{Si} ao eixo de simetria relevante da seção.

Em seguida são encontrados os valores de h_n , Z_{cn} , Z_{an} (Eq. 31, 32 e 33):

$$h_n = \left(\frac{A_c f_{cdl} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cdl})}{(2b_2 f_{cdl} + 4t(2f_{yd} - f_{cdl}))} \right) \quad \text{Eq. 31}$$

$$Z_{cn} = (b_2 - 2t)h_n^2 - Z_{sn} \quad \text{Eq. 32}$$

$$Z_{an} = b_2 h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn} \quad \text{Eq. 33}$$

Com Z_{sn} calculado a partir da seguinte equação (Eq. 34):

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{yi}| \quad \text{Eq. 34}$$

Onde, e_{yi} é a distância do eixo da barra da armadura ao eixo x e A_{sni} é a área de cada barra da armadura na região de altura $2 h_n$.

3.4.2 EIXO Y

Para o cálculo em relação ao eixo y, devem ser utilizadas as mesmas equações relativas ao eixo x, substituindo adequadamente entre si as dimensões b_1 e b_2 , bem como os índices subscritos x e y.

Portanto, pode-se concluir que tanto a ABNT NBR 8800 (2008), quanto o AISC-LRFD (2005) e o EUROCODE 4 (2004) permitem dimensionar e verificar seções mistas preenchidas submetidas a solicitações de flexo-compressão. Alguns procedimentos de cálculo adotados por estas normas são correlatos entre si, enquanto outros possuem algumas diferenças, seja pela forma de considerar a seção preenchida ou apenas de nomenclatura. Isso ocorre devido as diferentes filosofias de projeto, geradas pela incorporação dos pilares preenchidos a normas técnicas já existentes, sejam elas destinadas a elementos de aço ou de concreto armado.

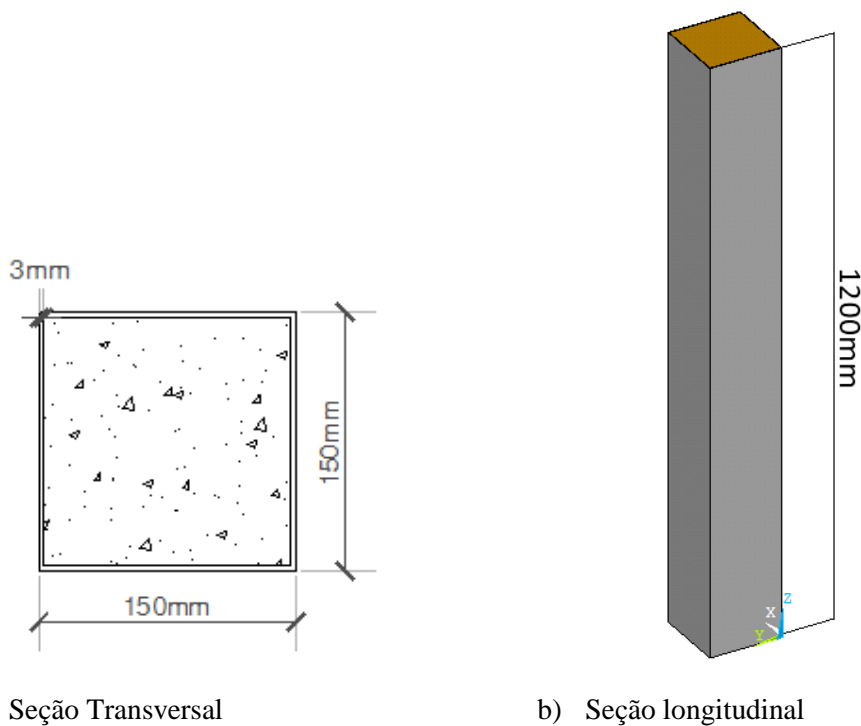
4 MODELAGEM NUMÉRICA

No presente capítulo são apresentados detalhes da modelagem numérica, como a geometria do modelo, informações sobre a malha, tipos de elementos finitos utilizados, os materiais e suas relações constitutivas, condições de contorno e critérios de convergência. Para validação do modelo numérico foram utilizados alguns dos resultados experimentais de De Nardin (2003). Dessa forma, a fim de facilitar a compreensão da etapa de construção da geometria do modelo numérico e de validação do mesmo, este capítulo se inicia com uma breve descrição do modelo físico ensaiado por De Nardin (2003).

4.1 DETALHES DO MODELO EXPERIMENTAL

O modelo experimental utilizado como referência para validar o modelo numérico trata-se de um pilar misto preenchido de seção quadrada submetido a flexo-compressão (Figura 4.1).

Figura 4.1 – Modelo experimental ensaiado



Fonte: De Nardin (2003)

As principais características do modelo experimental ensaiado são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Modelo experimental: principais características

Seção (mm)	Excentricidade (mm)	b/t	e/b	l _e (cm)	Esbeltez modificada
150 x 150 x 3	30	50	0,2	141,6	0,37
b é a largura do pilar. t é a espessura do perfil tubular. e é a excentricidade da força aplicada l _e é o comprimento efetivo do pilar (distância entre as rótulas da máquina de ensaios).					

Fonte: De Nardin (2003)

A esbeltez modificada do pilar preenchido foi definida através da Equação 35:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{pLR}}{N_e}} \quad \text{Eq. 35}$$

Foi utilizado um comprimento efetivo do pilar preenchido (l_e) de 141,6 cm, medido entre as rótulas da máquina de ensaios.

O pilar misto preenchido tem seção quadrada de 150 mm de lado e foi formado a partir do corte e dobra de chapas de aço de 3 mm de espessura, do tipo SAE 1020 e soldadas com soldas do tipo MIG. Para o preenchimento foi utilizado concreto com resistência a compressão de 52,84 MPa. Os componentes da seção mista, perfil de aço e núcleo de concreto, foram caracterizados de forma a conhecer as principais características mecânicas de cada material. Para isso foram realizados ensaios de caracterização seguindo as respectivas normas para determinação dessas propriedades. Os resultados médios obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais são apresentados na Tabela 4.2.

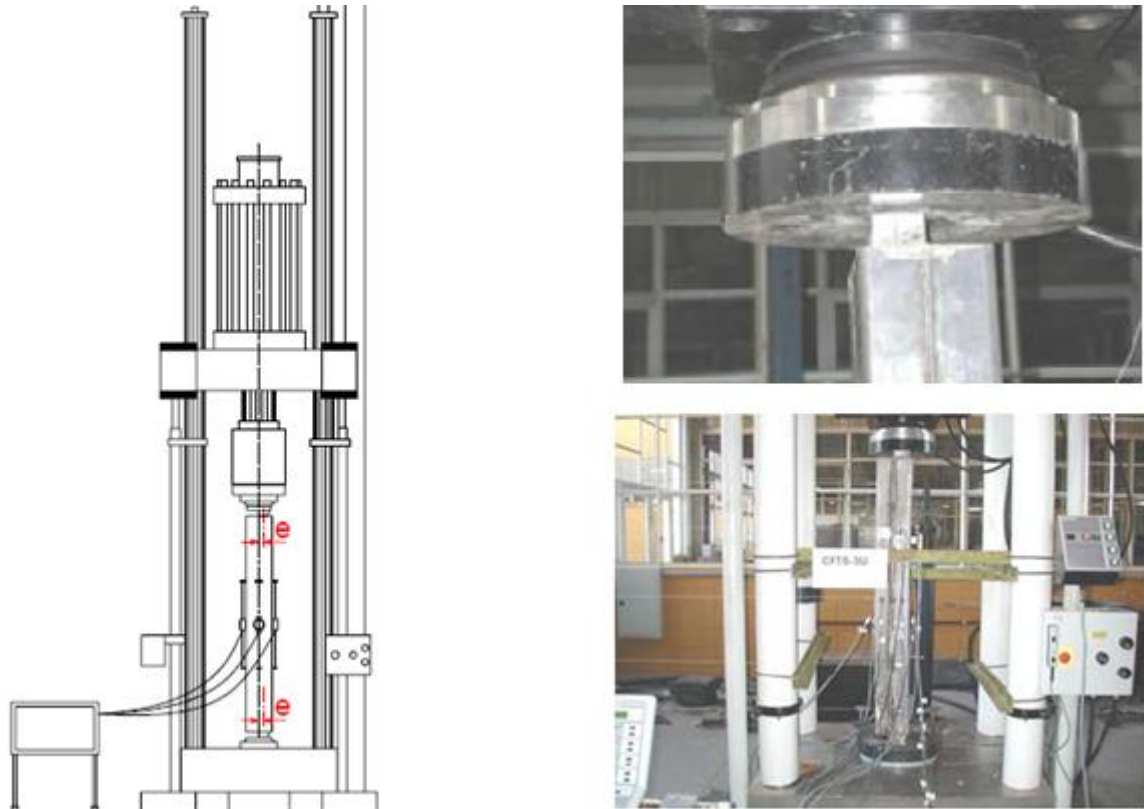
Tabela 4.2 - Resultados da Caracterização dos materiais

Material	Resistência à Compressão (MPa)	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Resistência ao Escoamento (MPa)	Resistência última (MPa)	Alongamento (%)
Aço	-	-	200.000	211,4	315,9	36,4
Concreto	52,84	3,33	31.514	-	-	-

Fonte: De Nardin (2003)

O esquema de ensaio é ilustrado na Figura 4.2 e simula elementos com extremidades rotuladas.

Figura 4.2 - Esquema de ensaio dos pilares mistos preenchidos flexo-comprimidos

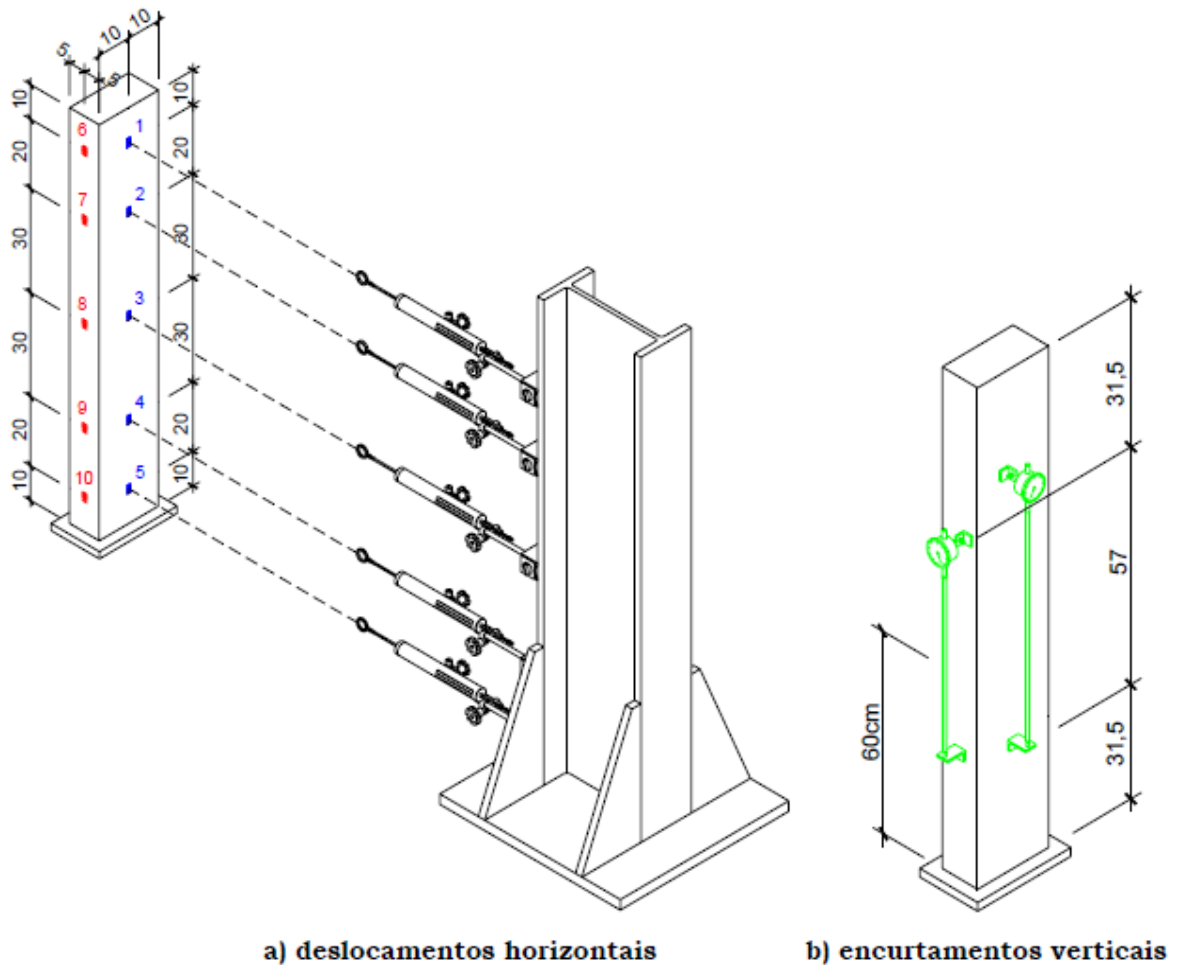


Fonte: De Nardin (2003)

A força excêntrica foi aplicada por meio de chapas de aço de 2,54 centímetros de espessura fixadas diretamente no modelo. Nas extremidades do mesmo foi colocada armadura de fretagem para evitar a ruptura prematura por concentração de tensões na região de aplicação de carga. Essas armaduras tinham 20 centímetros de altura e eram constituídas por 4 barras longitudinais de 8 milímetros e estribos transversais de 6,3 milímetros espaçados de 1,5 centímetros.

Para o monitoramento do comportamento do modelo experimental foram instalados dispositivos capazes de medirem as deformações e deslocamentos referentes a força aplicada na máquina de ensaios. Os deslocamentos laterais foram medidos por transdutores de deslocamento, posicionados em diversos pontos ao longo do comprimento do pilar. Estes foram distribuídos na linha central de duas faces perpendiculares entre si. Nas outras duas faces foram colocados relógios comparadores com a função de facilitar o controle da aplicação do carregamento excêntrico durante o posicionamento do pilar na máquina de ensaios. A Figura 4.3 apresenta a distribuição dos transdutores de deslocamento.

Figura 4.3 - Distribuição dos transdutores de deslocamento no pilar preenchido



Fonte: De Nardin (2003)

Apesar da Figura 4.3 se tratar de um pilar misto preenchido de seção retangular, a distribuição dos transdutores de deslocamento é a mesma que a utilizada ao longo do pilar misto de seção quadrada.

4.2 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A partir da descrição do modelo físico e de posse de suas características geométricas e condições de ensaio, foi iniciada a construção do modelo numérico. O desenvolvimento do modelo numérico do presente trabalho foi realizado no pacote computacional ANSYS® utilizando o módulo Mechanical APDL (Ansys Parametric Design Language). O referido pacote computacional permite a construção de modelos via método dos elementos finitos. A modelagem numérica no ANSYS® foi dividida em três etapas:

1. **Pré-processamento:** Criação da geometria, definição da malha, escolha dos elementos finitos, condições de contorno, carregamentos, definição das propriedades mecânicas dos materiais, etc.

2. **Processamento:** Escolha do tipo de análise (linear ou não linear) e estratégia de solução.

3. **Pós-processamento:** Visualização dos resultados e comparação com os resultados experimentais.

Após o processamento os resultados numéricos foram confrontados com resultados experimentais. A seguir são descritos os principais aspectos da modelagem desenvolvida no presente estudo.

4.2.1 ELEMENTOS UTILIZADOS

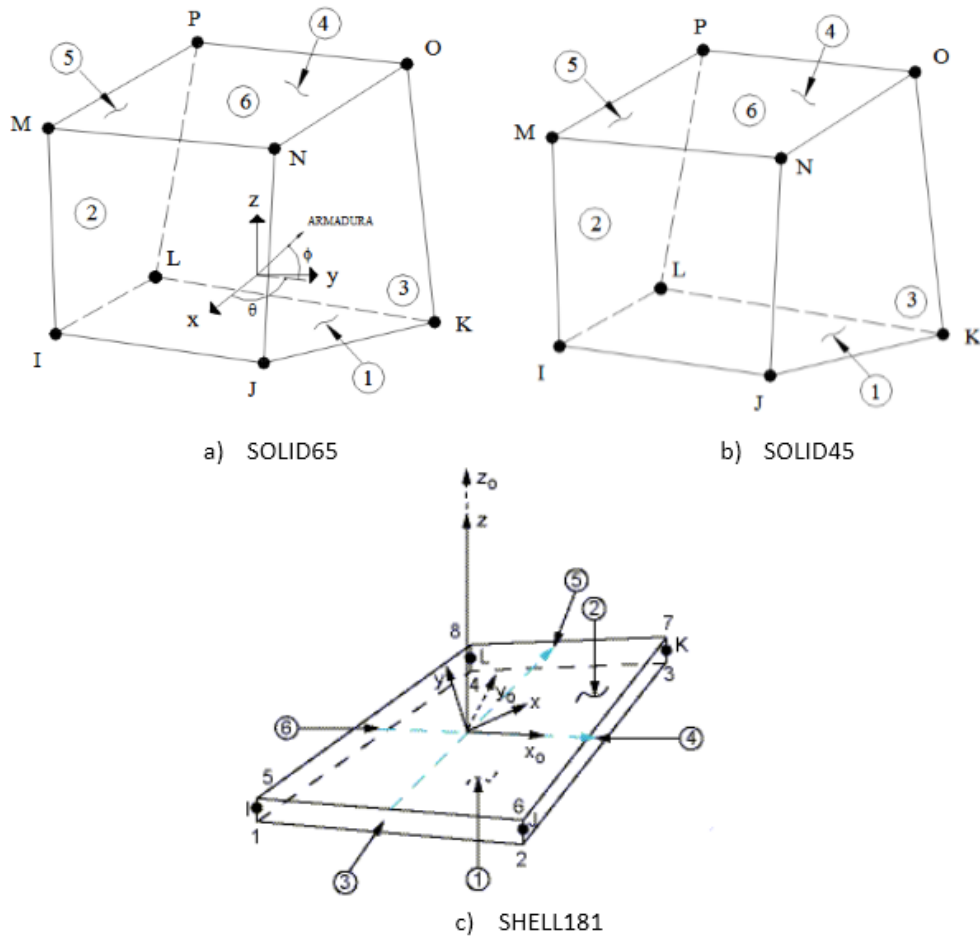
Para a modelagem do pilar preenchido de seção quadrada submetido a flexo-compressão foram utilizados três tipos de elementos finitos disponíveis na biblioteca do ANSYS®: elementos volumétricos SOLID65 e SOLID45 e elemento casca SHELL181.

O núcleo de concreto foi discretizado utilizando o elemento volumétrico SOLID65 (Figura 4.4a) que possui 8 nós com três graus de liberdade por nó (translação nos eixos x, y e z). Este elemento permite simular fissuração na tração (nas três direções ortogonais) e esmagamento na compressão, bem como a não linearidade física, o que permite avaliar as deformações plásticas. Possibilita ainda a inclusão de barras de armadura na forma de taxas, denominadas armaduras dispersas.

As forças excêntricas foram aplicadas utilizando chapas de aço e essas foram discretizadas com elementos finitos tridimensionais SOLID45 (Figura 4.4b). Este elemento também possui 8 nós com três graus de liberdade por nó e é bastante similar ao SOLID65, porém não permite simular algumas características típicas do concreto como fissuração e esmagamento. É ideal para promover a distribuição do deslocamento aplicado na face superior do pilar preenchido.

O perfil de aço foi discretizado com elemento de casca SHELL181 (Figura 4.4c) que possui 4 nós com 6 graus de liberdade em cada nó (translação e rotação nos eixos x, y e z), adequado à modelagem de placas e cascas de paredes finas.

Figura 4.4 - Elementos finitos utilizados na modelagem



Fonte: BIBLIOTECA DO ANSYS

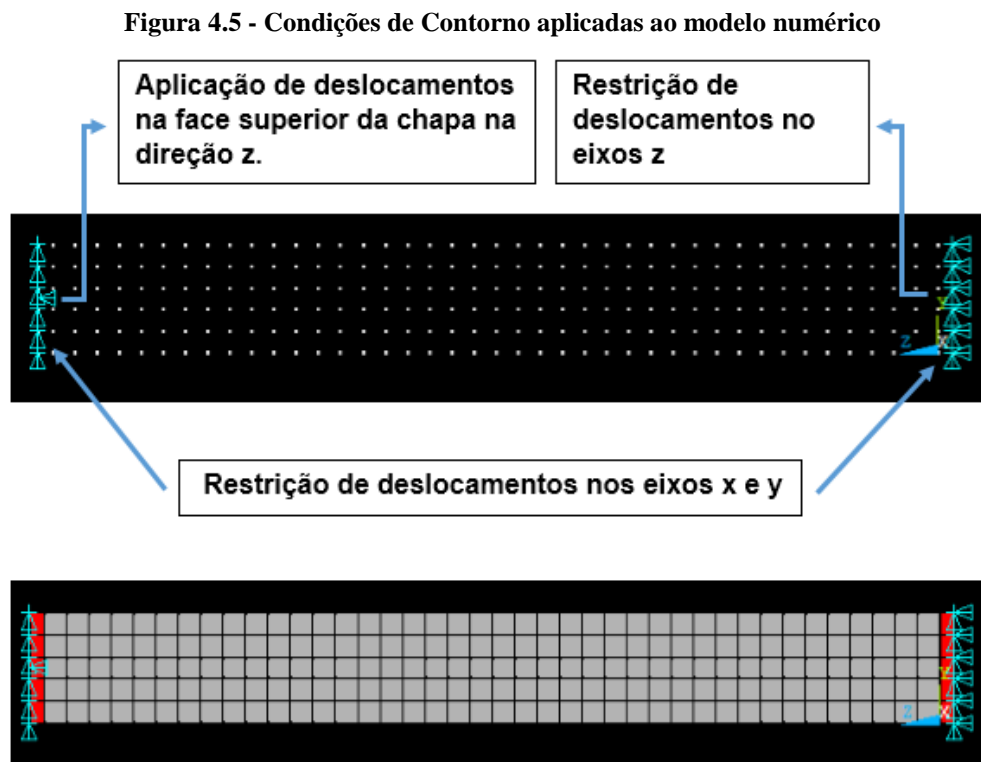
4.2.2 CONDIÇÕES DE CONTORNO E APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO

No modelo numérico em questão as condições de contorno foram aplicadas nas chapas de aplicação da força posicionadas nas faces superior e inferior do pilar. Ambas as chapas estão vinculadas à seção mista do pilar (Figura 4.5).

Na face superior da chapa localizada na extremidade superior do pilar foram impedidos os deslocamentos nas direções x e y em todos os nós. Já na face inferior da chapa localizada na extremidade inferior do pilar foram impedidos os deslocamentos nas direções x , y e z em todos os nós de forma que o pilar se comportasse como um elemento birrotulado. As rotações em ambas as extremidades foram mantidas livres.

Como se trata do comportamento do pilar misto submetido a flexo-compressão, foi aplicado um determinado deslocamento na direção do eixo z em toda a face da chapa de aplicação de força a uma certa excentricidade em relação ao centro do mesmo com o intuito de se obter uma

força de reação na base do pilar (F_z) correspondente a esse deslocamento. Na Figura 4.5 pode-se observar as condições de contorno utilizadas.

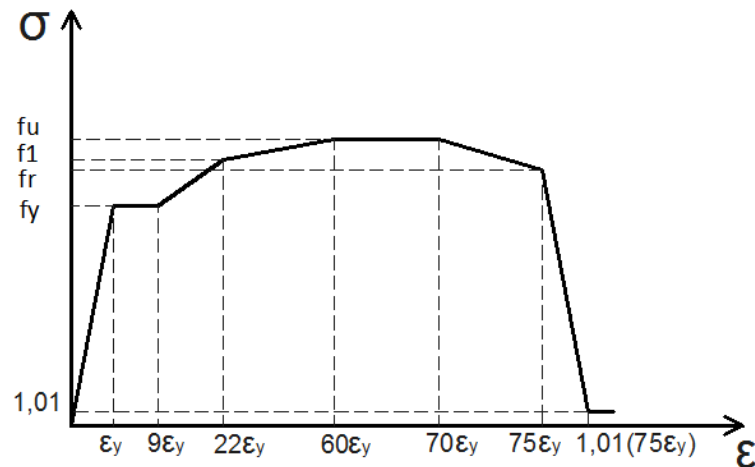


Fonte: Elaborada pelo autor.

4.2.3 MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS

Com base nas propriedades mecânicas determinadas experimentalmente, pode-se definir as relações constitutivas tensão vs. Deformação para os materiais aço e concreto. Para o aço do perfil foi utilizado modelo multilinear tomando por base o modelo constitutivo utilizado por Tineo (2016) na simulação de pilares preenchidos componentes de ligação mista viga-pilar. Como o módulo de elasticidade não foi determinado experimentalmente, foi adotado o valor de 200000 MPa. A Figura 4.6 ilustra esquematicamente a relação tensão vs. deformação adotada por Tineo (2016) utilizadas no modelo numérico.

Figura 4.6 - Curva Tensão-Deformação do Aço



Fonte: Tineo (2016)

Para finalizar, no modelo constitutivo do aço foi utilizado Coeficiente de Poisson igual a 0,3. A resistência ao escoamento do aço (f_y) foi tomada igual a 211,4 MPa e a resistência última (f_u) igual a 315,9 MPa, ambos valores obtidos experimentalmente. Com base nesses dados determinados experimentalmente foram definidos os demais valores que descrevem a curva mostrada na Figura 4.6: deformação correspondente ao escoamento (ϵ_y), tensão de tração para o segundo trecho de reta (f_1) e tensão limite para o primeiro trecho descendente (f_r) com os valores de 0,001057, 263,6 MPa e 232,3 MPa, respectivamente.

As curvas tensão vs. Deformação do concreto foram definidas com base na curva sugerida pelo EUROCODE 2 (2004) Parte 1-1, apresentada esquematicamente na Figura 4.7. Os principais valores que definem a curva são mostrados a seguir:

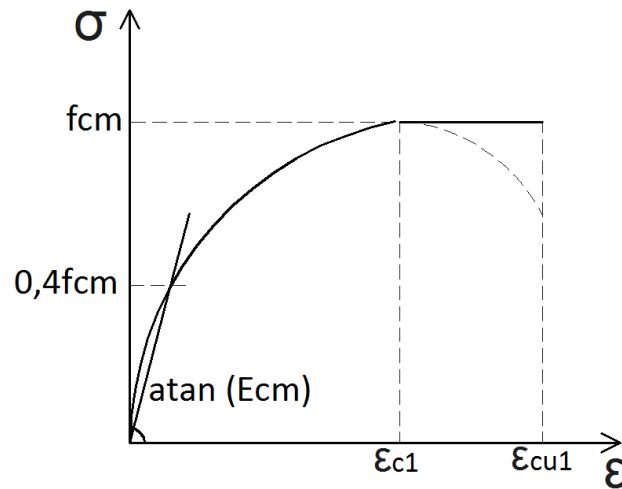
$$f_{cm} = 52,8 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 31510 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{c1} = 0,003$$

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

Figura 4.7 - Curva Tensão-Deformação do Concreto



Fonte: Eurocode 2 (2004)

A resistência a compressão (f_{cm}) foi tomada igual a 52,84 MPa (5,284 kN/cm²), coeficiente de Poisson do concreto igual a 0,2 e o módulo de elasticidade de 3151 kN/cm². Os valores de resistência a compressão e módulo de elasticidade foram determinados experimentalmente.

A escolha do método de resolução do sistema de equações foi definida observando vários estudos voltados para a modelagem numérica de pilares preenchidos como o de DIAS *et al.* (2016) e optou-se pelo Método de Newton-Raphson completo com critério de convergência em deslocamentos. Após inúmeras tentativas com vários quantitativos de passos de carga, optou-se pelo procedimento iterativo incremental. Foi aplicado um deslocamento vertical levemente maior que o máximo registrado no ensaio e este foi aplicado em incrementos; como critério de parada foi considerada a perda de convergência do modelo. O deslocamento máximo aplicado foi de 2 cm divididos em incrementos aplicados até a convergência.

Em relação a interface entre os materiais aço e concreto, foi utilizada a mesclagem de nós simulando a condição de aderência perfeita.

4.2.4 ANÁLISE DE PARÂMETROS QUE INTERFEREM NO MODELO NUMÉRICO

Levando em consideração alguns fatores já definidos anteriormente como os elementos finitos e os modelos constitutivos dos materiais, alguns parâmetros foram avaliados isoladamente de forma a investigar a interpretação da influência de cada um deles sobre a resposta do modelo numérico. Na Tabela 4.3 tem-se um resumo dos parâmetros avaliados.

Tabela 4.3 – Parâmetros avaliados na modelagem numérica

Identificação	Parâmetros Variáveis		
	Mecanismo de Aplicação de Força	Densidade da malha	Aplicação de Força/Desloc.
Exemplar 1	Deslocamento aplicado diretamente na extremidade do modelo	1810 elementos e 2416 nós	Deslocamento
Exemplar 2	Utilização de uma Chapa de Aço resistente nas extremidades.	1810 elementos e 2416 nós	Deslocamento
Exemplar 3	Utilização de Concreto mais resistente (75MPa) nas extremidades do pilar.	1810 elementos e 2416 nós	Deslocamento
Exemplar 4	Utilização de Concreto mais resistente (75MPa) nas extremidades do pilar.	1810 elementos e 2416 nós	Força
Exemplar 5	Utilização de Concreto mais resistente (75MPa) nas extremidades do pilar.	1610 elementos e 2172 nós	Deslocamento
Exemplar 6	Utilização de Concreto mais resistente (75MPa) nas extremidades do pilar.	36090 elementos e 38604 nós	Deslocamento

Fonte: Elaborada pelo autor.

Para uma análise preliminar da resposta global dos modelos numéricos apresentados na Tabela 4.3 foram comparados apenas os deslocamentos laterais alcançados por cada exemplar em relação à força resultante na base do pilar misto, resultado do deslocamento excêntrico aplicado no topo. Portanto, nessa etapa foi considerada a curva Força vs. Deslocamento no meio do vão para avaliar a resposta dos modelos numéricos.

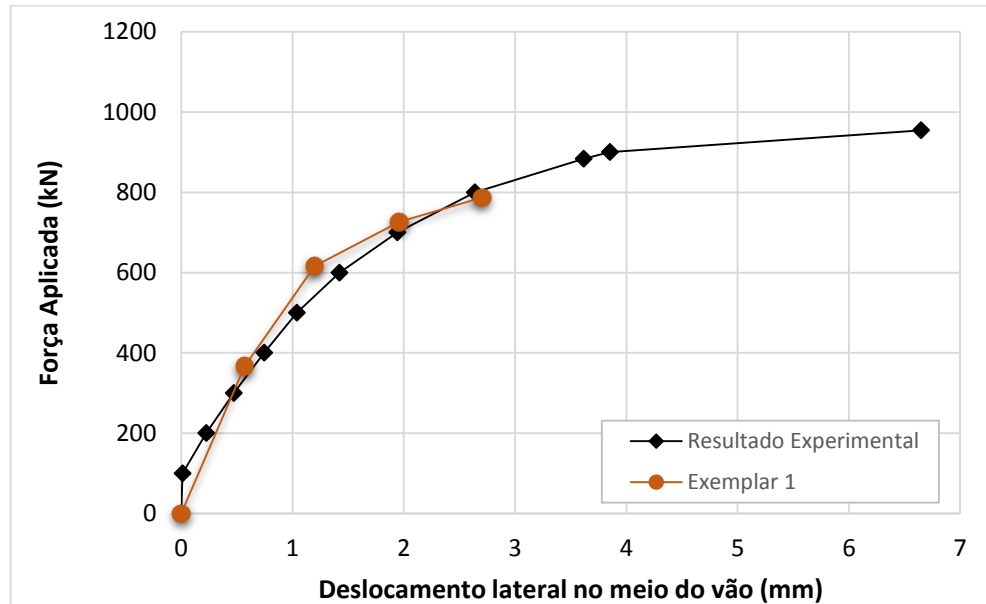
➤ **INFLUÊNCIA DO MECANISMO DE APLICAÇÃO DE DESLOCAMENTO**

A fim de avaliar qual o melhor mecanismo de aplicação de deslocamento no modelo numérico três situações foram consideradas: a aplicação de deslocamento diretamente no modelo (Exemplar 1), a aplicação de deslocamento por meio de uma chapa de aço com grande rigidez e resistência (Exemplar 2) e a utilização de concreto mais resistente nas regiões de aplicação de deslocamento (Exemplar 3). Essa última opção teve o objetivo de reproduzir as armaduras de fretagem utilizadas no modelo físico de De Nardin (2003).

O comportamento Força vs. Deslocamento lateral no meio do vão para o Exemplar 1 é apresentado na Figura 4.8. Verifica-se que o processamento com a aplicação de deslocamento

diretamente no pilar resultou em falha prematura do mesmo para uma força de compressão de 787 kN e deslocamento lateral no meio do vão de 2,7 mm, valores bem inferiores aos experimentais, embora o modelo numérico já mostrasse uma boa correlação nos primeiros estágios de carregamento.

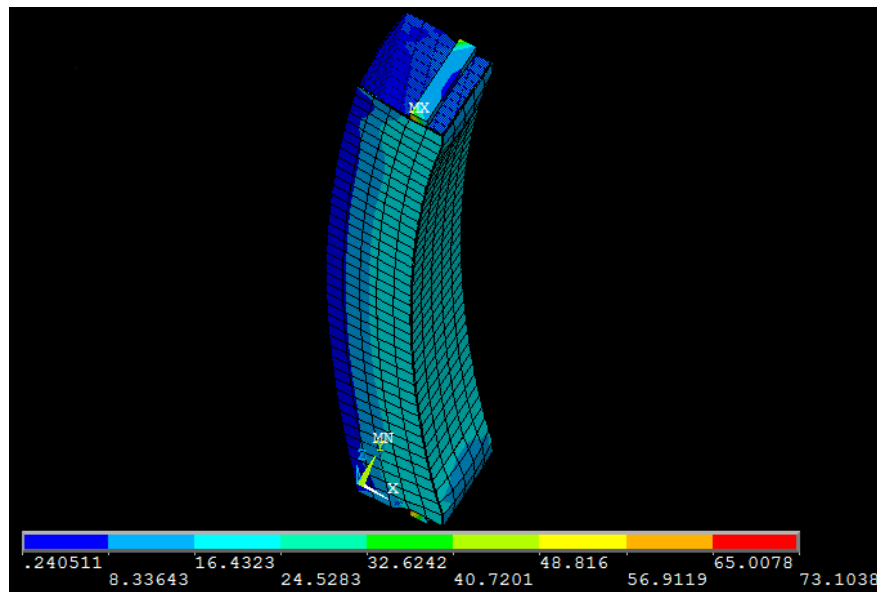
Figura 4.8 - Força Aplicada x Deslocamento lateral no meio do vão



Fonte: Elaborada pelo autor.

Um panorama geral da distribuição das tensões de von Mises (Figura 4.9) indica a ocorrência de concentração de tensões nas regiões de aplicação de deslocamento fazendo com que a análise numérica fosse interrompida prematuramente por falta de convergência do modelo numérico. Ainda na Figura 4.9 nota-se claramente que a razão da falha prematura é a concentração de tensões na região de aplicação de deslocamentos devido às grandes deformações apresentadas. As tensões de von Mises mostradas na Figura 4.9 são dadas em kN/cm^2 .

Figura 4.9 – Distribuição das tensões de von Mises: Exemplar 1



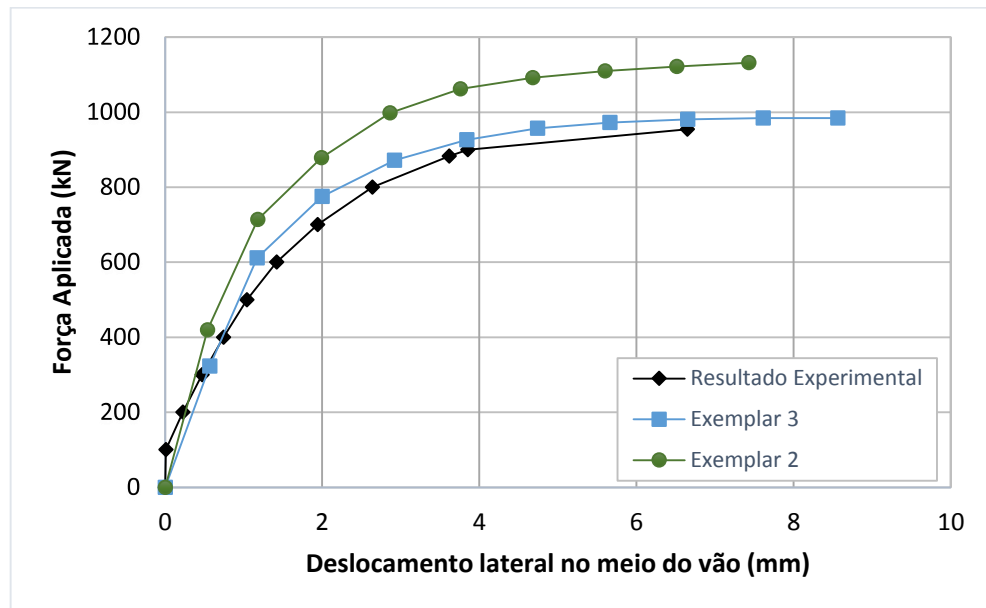
Fonte: Elaborada pelo autor.

Como a aplicação de deslocamento diretamente na extremidade do pilar não trouxe resultados satisfatórios, foram avaliadas duas outras formas de introduzir o deslocamento no modelo numérico: 1) utilização de uma chapa de aço (Exemplar 2); 2) utilização de concreto mais resistente nas extremidades do pilar (Exemplar 3).

A chapa utilizada no Exemplar 2 possui 20 mm de espessura e dimensões em planta iguais à do pilar, ou seja, 150mmx150mm. Foi utilizado o mesmo modelo constitutivo do perfil de aço, porém com resistência aproximadamente duas vezes maior. No Exemplar 3 foi utilizado concreto mais resistente (75 MPa) nas extremidades do pilar, numa região com altura de 12 cm simulando a armadura de fretagem do modelo físico. O modelo constitutivo do concreto foi o mesmo utilizado no concreto do restante do pilar.

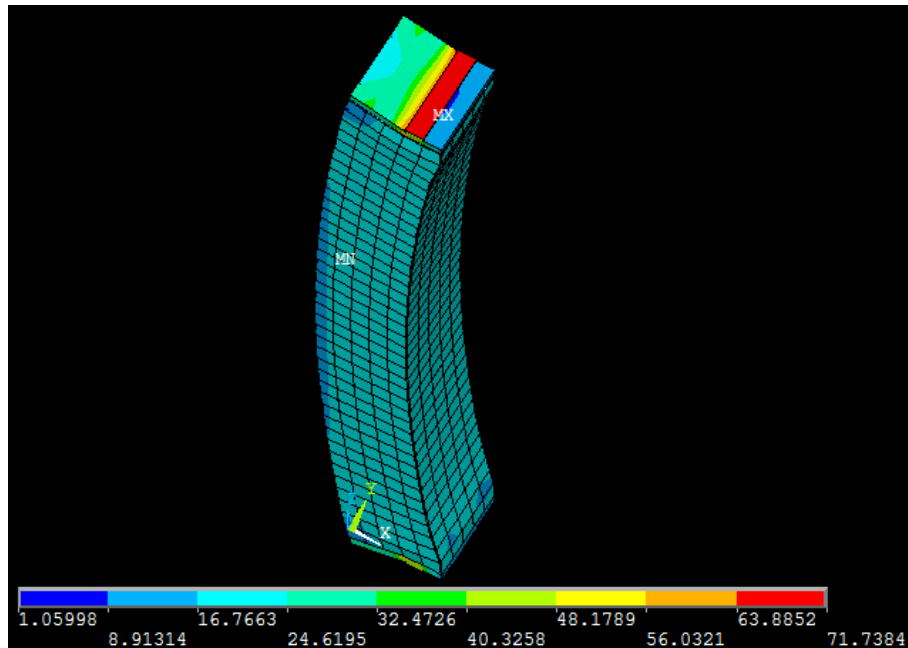
Na Figura 4.10 é possível comparar os resultados obtidos para as duas novas formas de aplicação do deslocamento.

Figura 4.10 - Influência da forma de aplicação do deslocamento

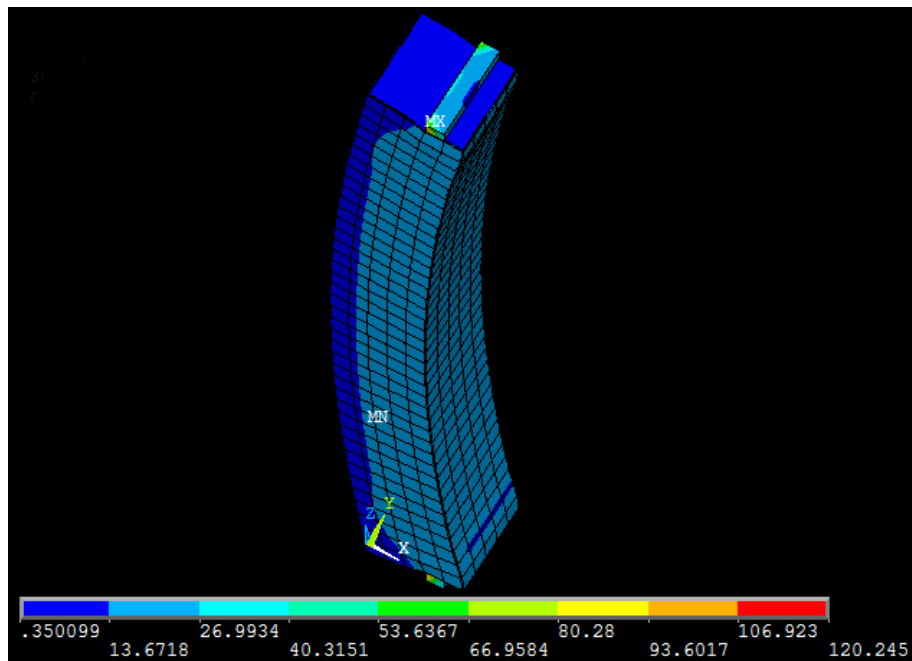


Fonte: Elaborada pelo autor.

Pode-se observar que com a utilização do concreto mais resistente (75 MPa) nas extremidades do pilar resultou em grande representatividade por parte do Exemplar 3. A força máxima aplicada no Exemplar 3 foi de 984,6 kN e ficou bem próxima do valor experimental (954 kN). Já com a utilização da chapa de aço nas extremidades (Exemplar 2) o comportamento da curva se aproximou da curva experimental, porém a capacidade resistente e o deslocamento no meio do vão se apresentaram superiores aos do modelo experimental. Na Figura 4.11 são apresentadas as configurações finais dos Exemplos 2 e 3. As tensões de von Mises mostradas na Figura 4.11 são dadas em kN/cm^2 .

Figura 4.11 – Distribuição das tensões de von Mises: Exemplos 2 e 3

a) Exemplo 2



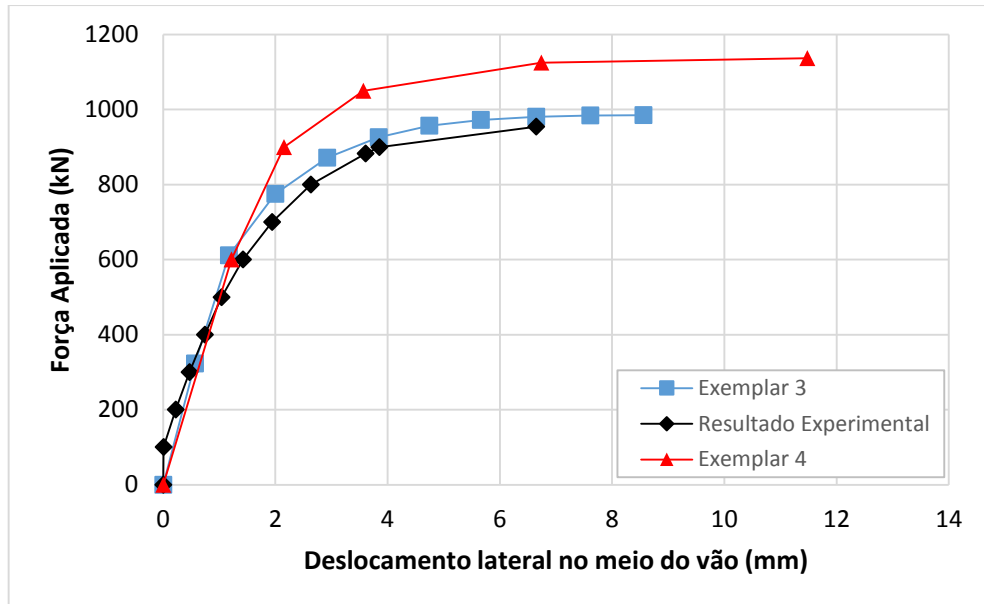
b) Exemplo 3

Fonte: Elaborada pelo autor.

Uma última análise em relação ao mecanismo de aplicação de força foi feita: a aplicação de força no topo do pilar ao invés de deslocamento como foi feito nos Exemplos 1, 2 e 3. Para isso foi selecionado o Exemplo 3, que foi o que apresentou os melhores resultados até então, e

aplicado força em vez de deslocamento. A resposta obtida para essa situação é mostrada na Figura 4.12 para o Exemplar 4.

Figura 4.12 - Força Aplicada x Deslocamento lateral no meio do vão



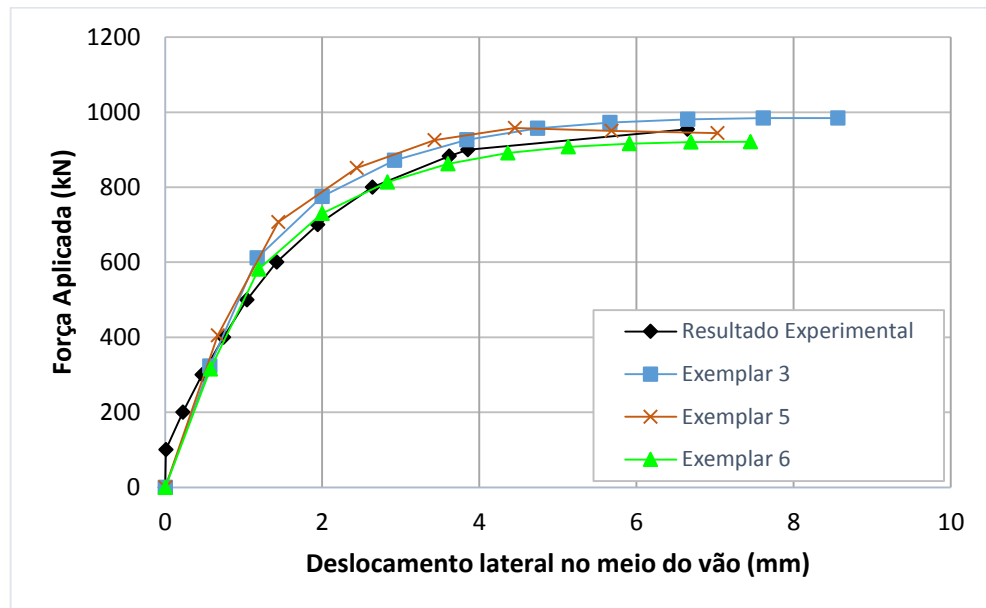
Fonte: Elaborada pelo autor.

Neste caso, apesar das curvas apresentarem comportamento bastante semelhante, os valores da capacidade resistente do Exemplar 4 (1137 kN) e flecha (11,48mm) foram bastante superiores aos experimentais. Portanto, o Exemplar 3 se apresentou como o mais representativo dentre os modelos avaliados até aqui. Nesse exemplar foi aplicado deslocamento e inseridas regiões com concreto mais resistente nas extremidades do modelo.

➤ **INFLUÊNCIA DA DENSIDADE DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS**

Com o objetivo de garantir maior precisão dos resultados numéricos sem que se aumentasse excessivamente o tempo computacional, foi avaliada a influência da densidade da malha de elementos finitos considerando três opções: pouco densa (Exemplar 5), medianamente densa (Exemplar 3) e densa (Exemplar 6). Os resultados para as três malhas avaliadas são apresentados na Figura 4.13.

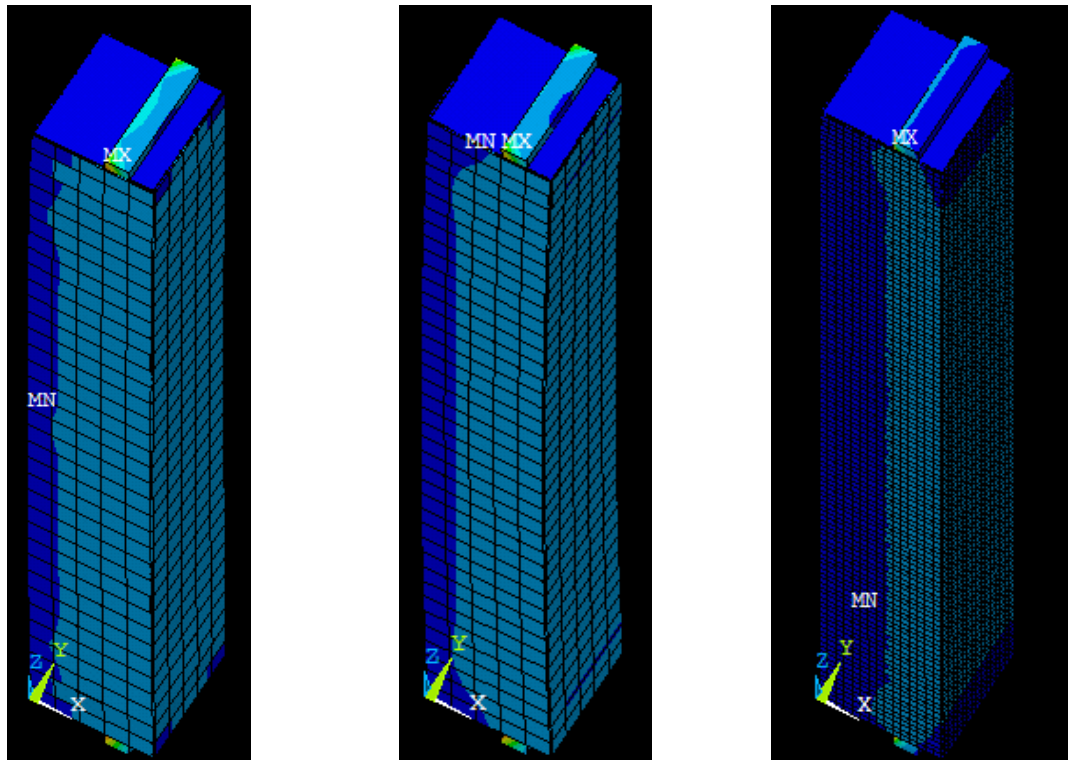
Figura 4.13 – Influência da malha de elementos finitos



Fonte: Elaborada pelo autor.

O Exemplar 3, já definido anteriormente, possui 1810 elementos e 2416 nós. Para efeito de comparação optou-se por utilizar uma malha menos densa (Exemplar 5) com 1610 elementos e 2172 nós e uma malha de densidade bem maior (Exemplar 6) com 36090 elementos e 38604 nós. Pode-se observar que com relação à força máxima aplicada e o comportamento da curva, as três malhas geraram resultados bem próximos do experimental. O exemplar com malha menos densa apresentou comportamento mais rígido que os demais e aquele com malha mais densa foi o que apresentou comportamento mais próximo do modelo experimental. Em termos de tempo de processamento, para os exemplares 3 e 5 foi necessário cerca de 5 minutos. Já para o exemplar 6 esse tempo passou para cerca de 90 minutos, dentro das expectativas para esse tipo de modelagem numérica. Na Figura 4.14 tem-se a configuração final dos Exemplares 3, 5 e 6.

Figura 4.14 – Densidade das malhas avaliadas: Exemplos 3, 5 e 6



Exemplar 5

Exemplar 3

Exemplar 6

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com os valores da força última aplicada em cada exemplar e seus respectivos valores de deslocamento no meio do vão, pode-se calcular o momento último e os percentuais de variação em relação ao valor experimental. Dessa forma, na Tabela 4.4 é apresentado um resumo dos resultados obtidos na etapa de validação. Os valores experimentais de força última, deslocamento a meio vão para a força máxima e momento último, tomados como referência para os cálculos, são 954,0 kN, 6,65mm e 3496,40 kN.cm, respectivamente.

Tabela 4.4 - Momento Resistente, Força Última e Deslocamento Lateral

Exemplar	F _u Num. (kN)	Variação (%)	Desl. Lat. Num. (mm)	Variação (%)	M Num. (kN.cm)	Variação (%)
Exemplar 1	787,00	-17,50	2,70	-59,39	2573,49	-26,39
Exemplar 2	1132,00	+18,65	7,43	+11,72	4237,07	+21,18
Exemplar 3	984,64	+3,21	8,56	+28,72	3796,77	+8,59
Exemplar 4	1137,00	+19,18	11,48	+72,63	4716,27	+34,88
Exemplar 5	958,00	+0,41	4,45	-33,08	3300,31	-5,60
Exemplar 6	921,33	-3,42	7,45	+12,03	3450,38	-1,31

Fonte: Elaborada pelo autor.

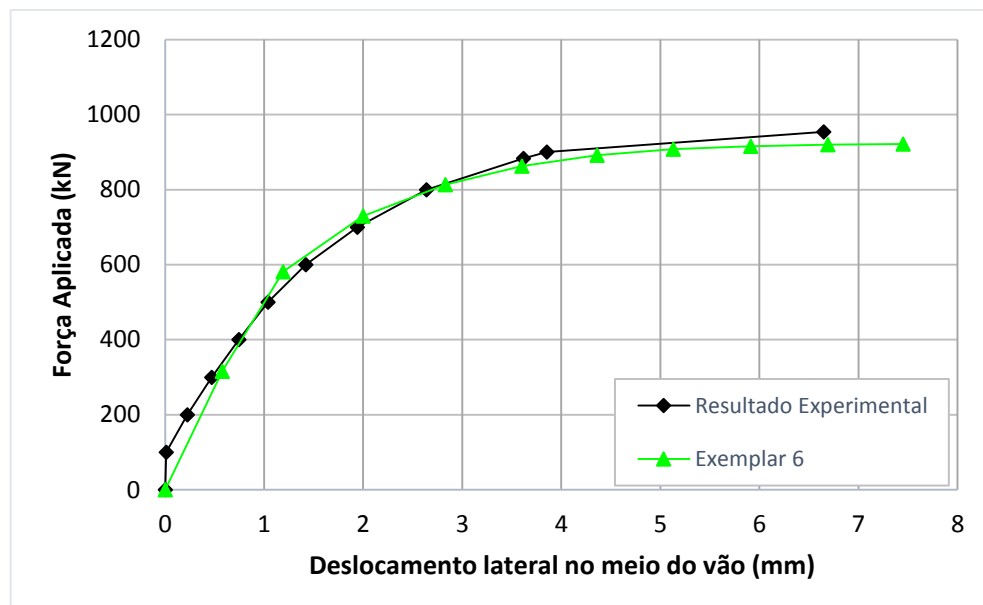
No resumo apresentado na Tabela 4.4, com base nos valores de força última e deslocamento lateral no meio do vão, foi possível calcular também os valores de momento último numérico e compará-los com os valores de momento último experimental. O cálculo do momento último foi realizado multiplicando-se a força última pela soma do deslocamento no meio do vão e a excentricidade do deslocamento aplicado. Nota-se que os Exemplares 3, 5 e 6 apresentaram resultados bem próximos dos experimentais, com destaque para o momento último numérico. Dentre os parâmetros avaliados e os respectivos resultados obtidos, verifica-se que a melhor aproximação em relação ao comportamento e valores experimentais ocorreu para o Exemplar 6.

4.3 MODELO NUMÉRICO FINAL

4.3.1 FORÇA APLICADA VS. DESLOCAMENTO LATERAL NO MEIO DO VÃO

Após a análise de alguns dos principais fatores que interferem na representatividade do modelo numérico, verificou-se que o modelo denominado Exemplar 6 foi o mais representativo no que se refere à relação Força aplicada vs. Deslocamento lateral no meio do vão (Figura 4.15). Esse modelo numérico é constituído de 36090 elementos e 38604 nós, malha densa e deslocamentos aplicados na extremidade superior.

Figura 4.15 – Validação do modelo numérico final

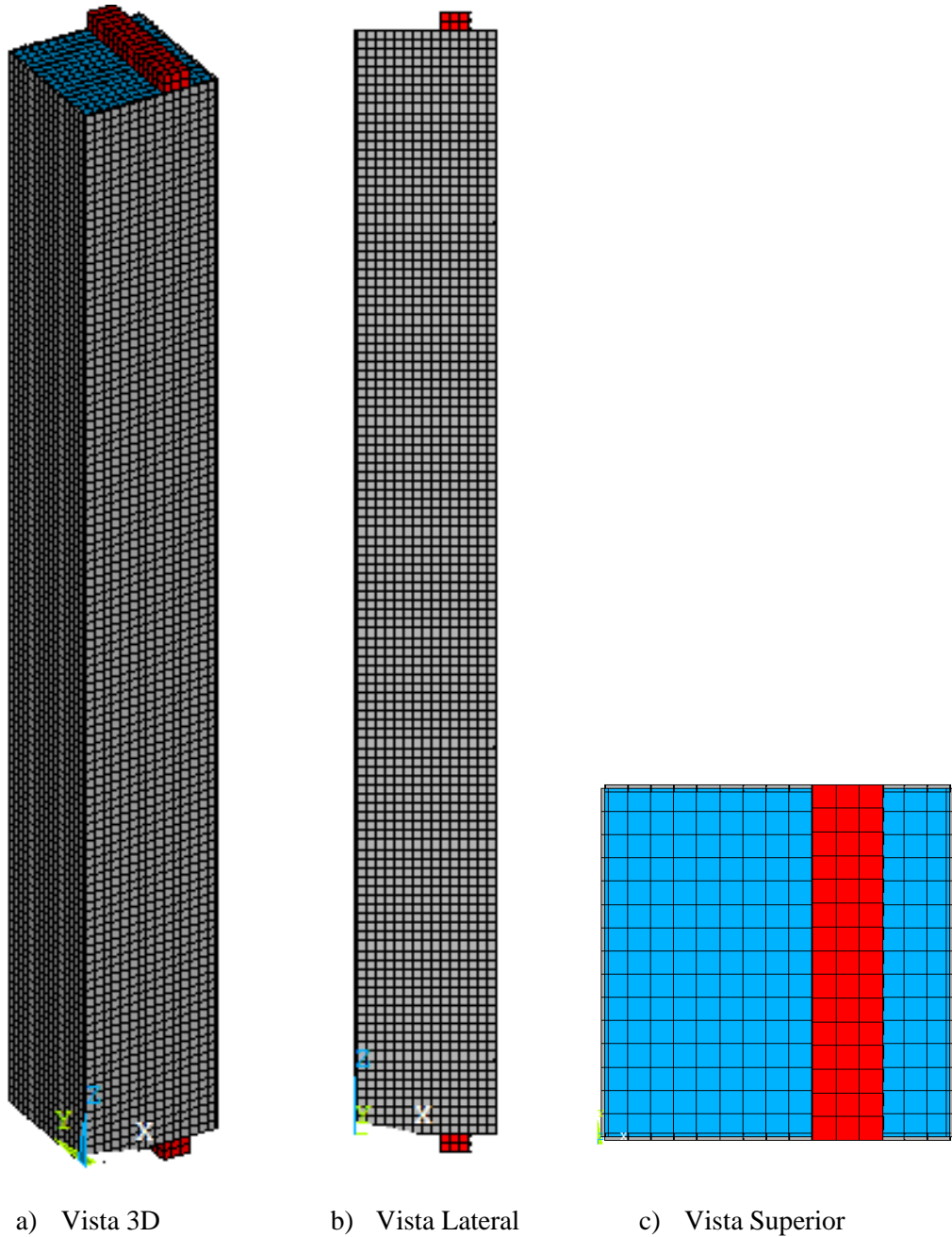


Fonte: Elaborada pelo autor

A malha de elementos finitos do perfil de aço foi definida com dimensões de 10x12x3mm e a malha do concreto e da chapa de aplicação da força possuem dimensões de 10x12x10mm (Figura 4.16). Em relação ao mecanismo de aplicação de força, os melhores resultados obtidos

vieram da aplicação de deslocamentos prescritos e utilização de concreto mais resistente na altura de 12cm nas extremidades do pilar.

Figura 4.16 - Distribuição da malha de elementos finitos

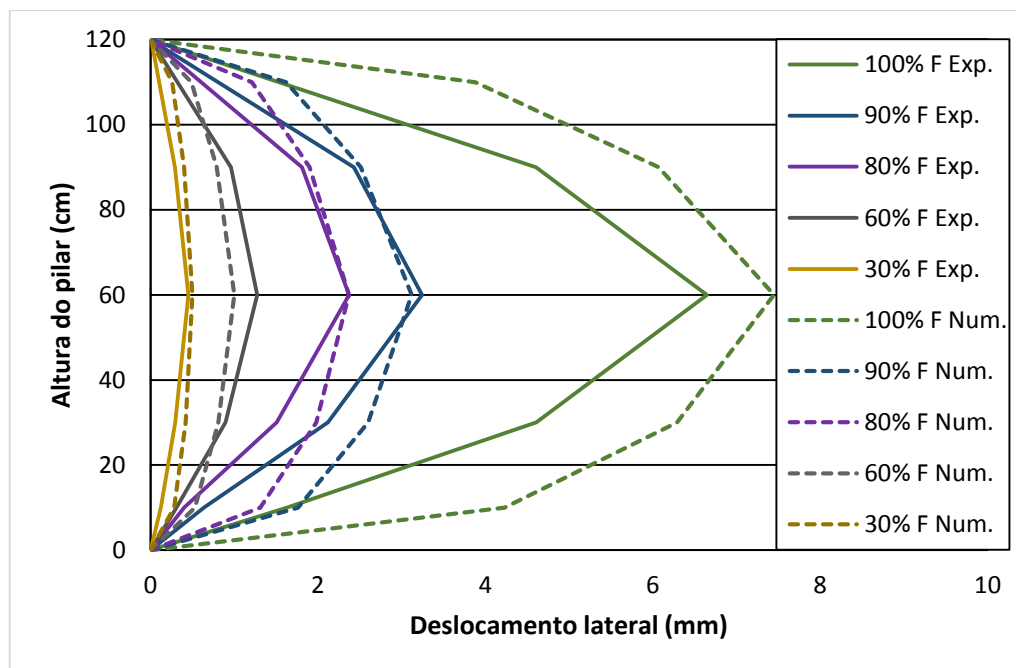


Fonte: Elaborada pelo autor

Além do deslocamento lateral no meio do vão, foram analisados os deslocamentos laterais em mais quatro pontos distribuídos ao longo do pilar nas alturas de 10, 30, 90 e 110 cm em relação à base. As configurações deformadas foram traçadas para diversos níveis de força aplicada: 30,

60, 80, 90 e 100% da força última resistida pelo pilar. Os resultados numéricos foram comparados aos experimentais de De Nardin (2003) e são confrontados na Figura 4.17.

Figura 4.17 - Deslocamento lateral em vários pontos: modelo numérico vs. experimental.



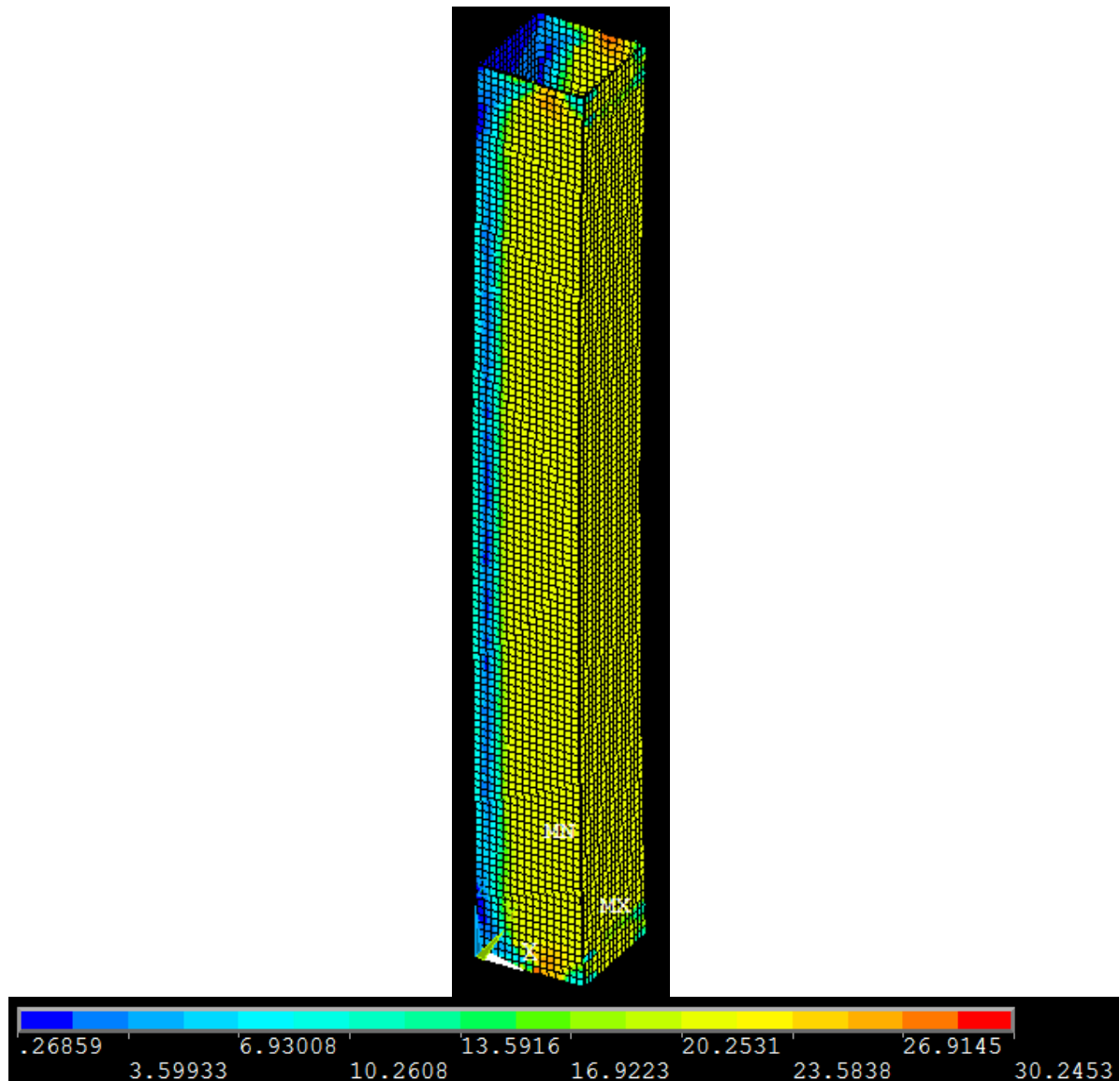
Fonte: Elaborada pelo autor

No gráfico da Figuras 4.17 é possível observar que as maiores diferenças de deslocamentos laterais estão nas regiões mais próximas às extremidades do pilar misto preenchido, sobretudo quando se aplica a carga máxima resistida. Contudo, nota-se que o comportamento global do modelo numérico é bastante correspondente ao comportamento do modelo experimental.

4.3.2 MODO DE FALHA

Para identificar o modo de falha no modelo numérico é apresentado o panorama de tensões principais. A Figura 4.18 apresenta a distribuição de tensões de Von Mises para o perfil de aço, que são dadas em kN/cm^2 . Pode-se observar que a face comprimida e grande parte das duas faces perpendiculares a ela encontram-se com elevados valores de tensão, valores esses próximos ao valor da resistência ao escoamento (211,4 MPa), indicando o início da plastificação, coerente com o observado no modelo experimental.

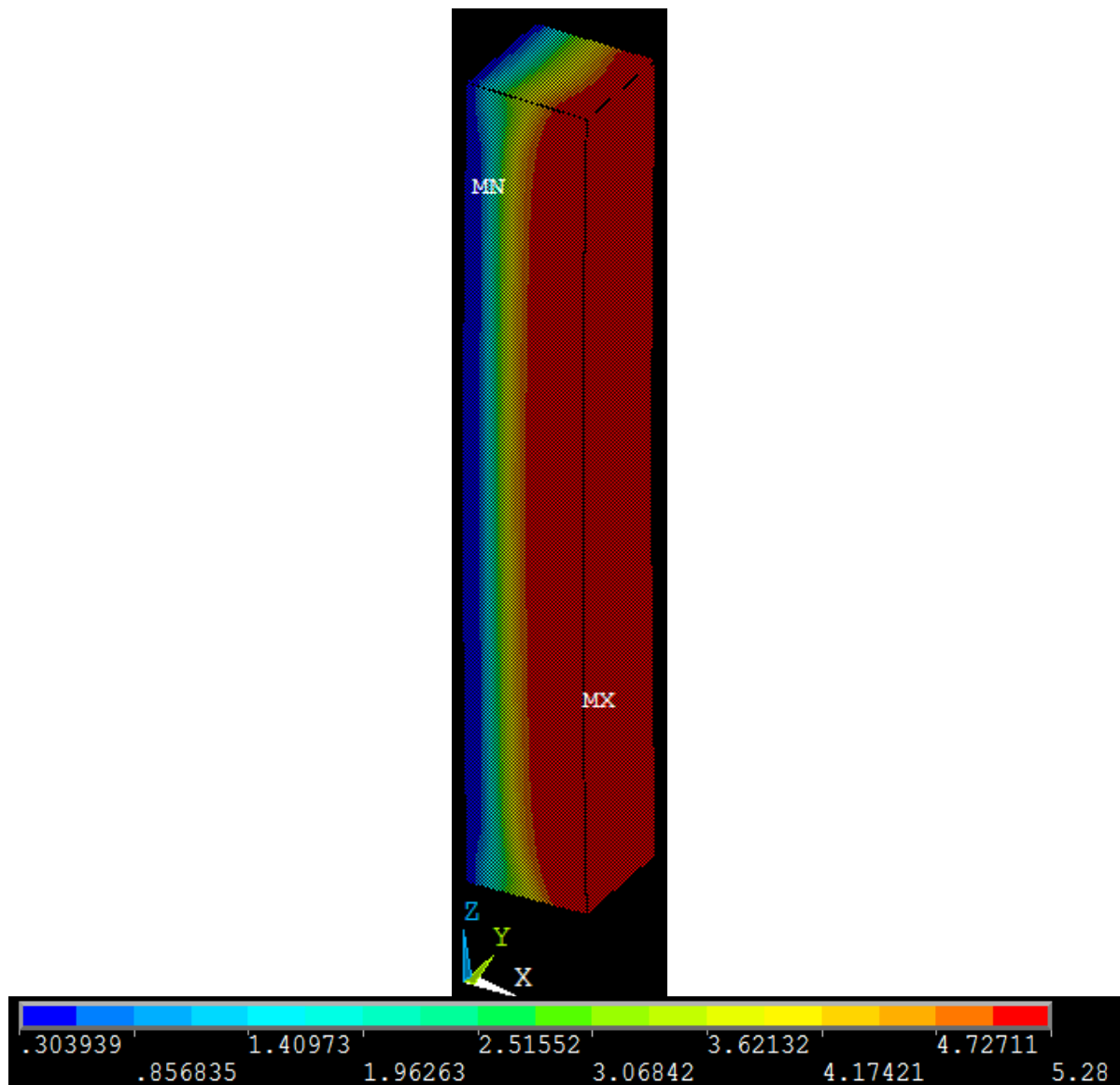
Figura 4.18 - Panorama de tensões de Von Mises no perfil de aço



Fonte: Elaborada pelo autor

Na Figura 4.19 são apresentadas as tensões principais no núcleo de concreto do pilar misto preenchido em kN/cm^2 . Nota-se que a face comprimida do pilar apresenta tensões próximas à resistência a compressão do concreto (52,8 MPa) caracterizando o esmagamento do concreto na face mais comprimida, como também foi observado no modelo experimental.

Figura 4.19 - Panorama de tensões do concreto do modelo final



Fonte: Elaborada pelo autor

No item a seguir são apresentados resultados de análises paramétricas realizadas utilizando o modelo numérico validado.

4.4 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Com o modelo numérico validado torna-se possível realizar variações em alguns parâmetros, ou seja, modificações em características geométricas e de resistência dos materiais visando ampliar as análises já realizadas e permitindo a extrapolação dos resultados experimentais.

Para a escolha dos parâmetros a avaliar nessa etapa tomou-se como referência parâmetros que se demonstraram relevantes nos vários estudos citados na revisão bibliográfica. Assim foram

selecionados os seguintes parâmetros: excentricidade da força aplicada, índice de esbeltez modificada do pilar, resistência à compressão do concreto e resistência ao escoamento do aço.

Em relação ao índice de esbeltez modificada do pilar preenchido, diferente do que ocorreu no modelo experimental, em que o comprimento efetivo foi considerado igual à distância entre as rótulas da máquina de ensaios, no modelo numérico definiu-se como comprimento efetivo à distância entre faces externas das chapas de aplicação de deslocamento. Na Tabela 4.5 são apresentados os índices de esbeltez modificadas para cada situação avaliada nas análises paramétricas.

Tabela 4.5 - Índices de esbeltez modificada adotadas nas análises paramétricas

Combinação de Resistências do aço e do concreto (MPa)	Índice de esbeltez modificada em função dos comprimentos efetivo dos modelos numérico (cm)			
	$L_e = 124$	$L_e = 154$	$L_e = 184$	$L_e = 254$
250-50	0,32	0,40	0,48	0,66
450-40	0,34	0,42	0,51	0,70

Nota-se que além do comprimento do pilar preenchido, a resistência dos materiais aço e concreto também influencia o índice de esbeltez modificada do pilar, porém essa influência é pouco significativa. Dessa forma, os modelos numéricos utilizados nas análises paramétricas partiram do modelo final (de validação), variando-se apenas os parâmetros necessários para a distinção do modelo. Os detalhes das variáveis utilizadas nas análises são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Variáveis avaliadas nas análises paramétricas

Parâmetros avaliados	
Resistência ao escoamento do aço (MPa)	250, 300 e 450
Resistência à compressão do concreto (MPa)	40, 50 e 60
Excentricidade da força aplicada (mm)	20, 30, 40
Índice de esbeltez modificada do pilar	0,32 - 0,34; 0,40 - 0,42; 0,48 - 0,51; 0,66 - 0,70

Fonte: Elaborada pelo autor

Os índices de esbeltez modificadas utilizadas, 0,32 - 0,34; 0,40 - 0,42; 0,48 - 0,51; 0,66 - 0,70, se referem respectivamente aos comprimentos efetivos de 124, 154, 184 e 254 cm. Na sequência do presente trabalho, considerando a pouca expressividade da influência da resistência dos materiais aço e concreto no índice de esbeltez modificada e também para maior praticidade, serão utilizados os comprimentos efetivos dos modelos numéricos para identificá-los. Somente quando o foco for a influência do índice de esbeltez modificada, este será citado.

Ao todo foram avaliados 45 modelos de pilares mistos preenchidos, cujas características e resultados são apresentados na Tabela 4.7. Para identificar as características de cada modelo foi utilizada a seguinte nomenclatura: resistência ao escoamento do aço em MPa, resistência à compressão do concreto em MPa, excentricidade da força axial em mm, comprimento efetivo do pilar. (PAAA-CC-EX-CE).

Tabela 4.7 – Resultados das análises paramétricas

Modelo Numérico	Força última (kN)	Deslocamento no meio do vão (mm)	Momento último (kN.cm)
P250-40-20-124	966,00	5,32	2445,912
P250-40-30-124	858,39	6,31	3116,814
P250-40-40-124	765,89	8,52	3716,098
P250-50-20-124	1046,52	6,02	2723,045
P250-50-30-124	936,85	7,40	3503,819
P250-50-40-124	838,41	9,73	4169,413
P250-60-20-124	1123,79	5,95	2916,235
P250-60-30-124	1013,39	8,45	3896,485
P250-60-40-124	909,92	8,94	4453,148
P300-40-20-124	1015,41	4,23	2460,338
P300-40-30-124	904,57	6,07	3262,784
P300-40-40-124	807,18	7,50	3834,105
P300-50-20-124	1091,08	5,52	2784,436
P300-50-30-124	980,64	7,04	3632,291
P300-50-40-124	879,04	9,42	4344,216
P300-60-20-124	1161,18	5,60	2972,621
P300-60-30-124	1061,39	6,21	3843,293
P300-60-40-124	949,82	9,20	4673,114
P450-40-20-124	1162,77	4,04	2795,299
P450-40-30-124	1042,18	6,07	3759,143
P450-40-40-124	934,58	7,73	4460,75
P450-50-20-124	1231,38	4,67	3037,814
P450-50-30-124	1115,1	7,19	4147,057
P450-50-40-124	1005,33	9,21	4947,229
P450-60-20-124	1283,76	3,73	3046,362
P450-60-30-124	1182,25	6,47	4311,666
P450-60-40-124	1072,24	9,25	5280,782
P250-50-20-154	1022,90	9,18	2984,822
P250-50-20-184	965,90	10,00	2897,700
P250-50-20-254	884,97	13,93	3002,700
P250-50-30-154	908,56	9,81	3616,977
P250-50-30-184	856,17	11,76	3575,366
P250-50-30-254	783,76	14,94	3522,210
P250-50-40-154	809,87	12,62	4261,536
P250-50-40-184	780,42	11,99	4057,404
P250-50-40-254	713,20	14,94	3918,320
P450-40-20-154	1143,95	6,25	3002,869
P450-40-20-184	1095,71	8,77	3152,358
P450-40-20-254	1014,20	12,17	3262,680
P450-40-30-154	1016,24	8,01	3862,728

Continua

Continuação da Tabela 4.7

P450-40-30-184	983,75	8,09	3747,100
P450-40-30-254	902,00	14,00	3968,800
P450-40-40-154	906,25	10,04	4534,875
P450-40-40-184	874,39	11,59	4510,978
P450-40-40-254	802,80	14,37	4364,820

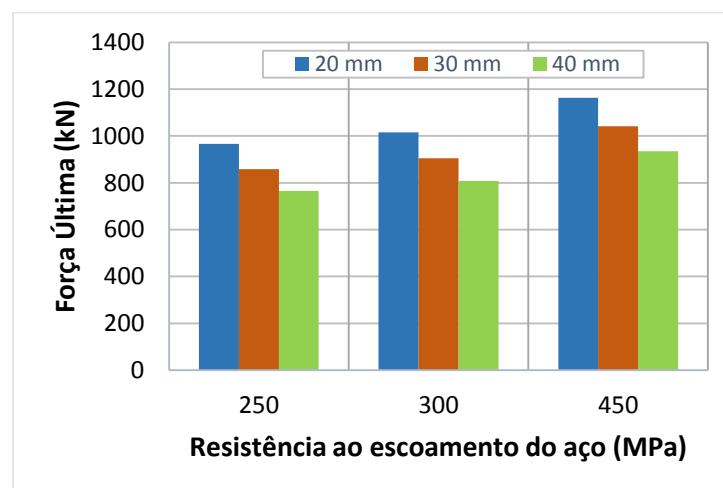
Fonte: Elaborada pelo autor.

Na sequência, cada parâmetro avaliado é analisado separadamente.

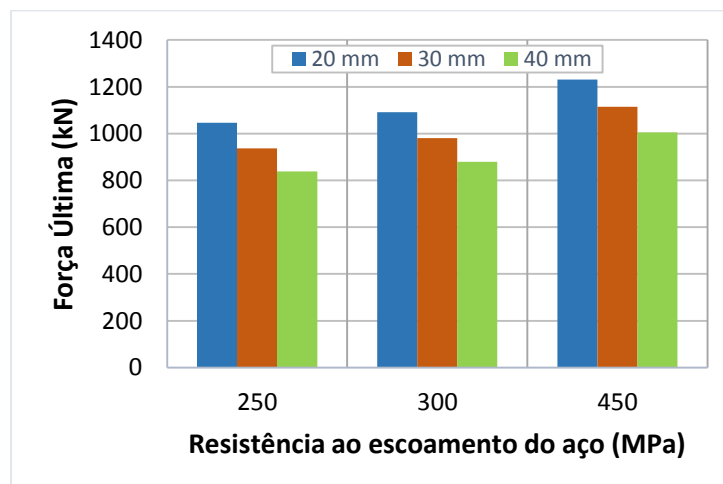
4.4.1 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO DO AÇO

A Figura 4.20 apresenta a variação da capacidade resistente do pilar preenchidos para os diferentes valores de resistência ao escoamento do aço, excentricidades de força aplicada e resistências à compressão do concreto. O comprimento efetivo foi mantido constante e igual a 124.

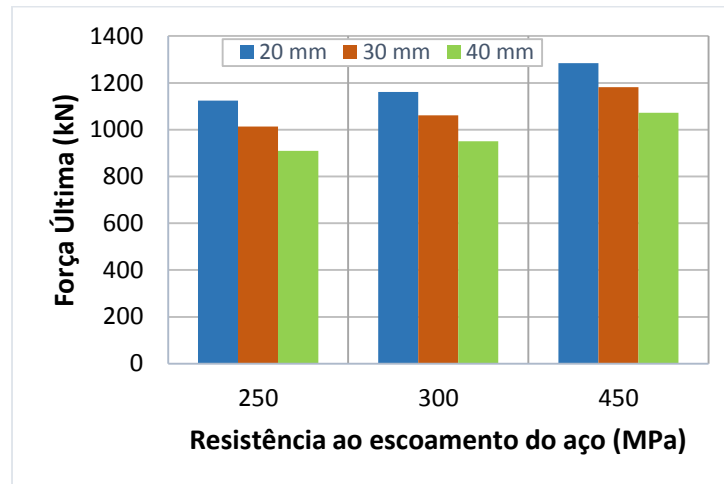
Figura 4.20 - Influência da resistência ao escoamento do aço na capacidade resistente do pilar preenchido



a) Concreto 40 MPa



b) Concreto 50 MPa



c) Concreto 60 MPa

Fonte: Elaborada pelo autor

Em relação à influência da resistência ao escoamento do aço na capacidade resistente do pilar preenchido, observa-se que uma variação na resistência ao escoamento de 250 MPa para 300 MPa, que corresponde a 20% de aumento, resultou em aumento de 3,32 a 5,39% na capacidade resistente; por outro lado, ao passar de 300 MPa para 450 MPa, aumento de 50%, a capacidade resistente sofreu aumento de 10,55 a 15,78%. Análise feita considerando excentricidades de 20, 30 e 40mm. Para os modelos de pilares preenchidos com concreto de resistências mais elevadas (40 e 60 MPa) nota-se que a medida que esta vai aumentando, o acréscimo na capacidade resistente do pilar tende a ser menor para pilares cujo aço tem resistência ao escoamento mais elevada (Tabela 4.8). Isto se deve ao fato da maior parcela de contribuição da capacidade resistente da seção vir do núcleo de concreto. Analisando a influência da excentricidade da força aplicada na capacidade resistente do pilar preenchido percebe-se que para concretos mais resistentes os percentuais de aumento são praticamente proporcionais quando se aumenta a resistência ao escoamento do aço de 250 para 300 MPa e de 300 para 450MPa. O aumento mais expressivo de capacidade resistente foi observado para pilar com concreto C40, resistência ao escoamento de 450 MPa e força aplicada com 40mm de excentricidade.

Tabela 4.8 – Variação da capacidade resistente em função da resistência ao escoamento do aço

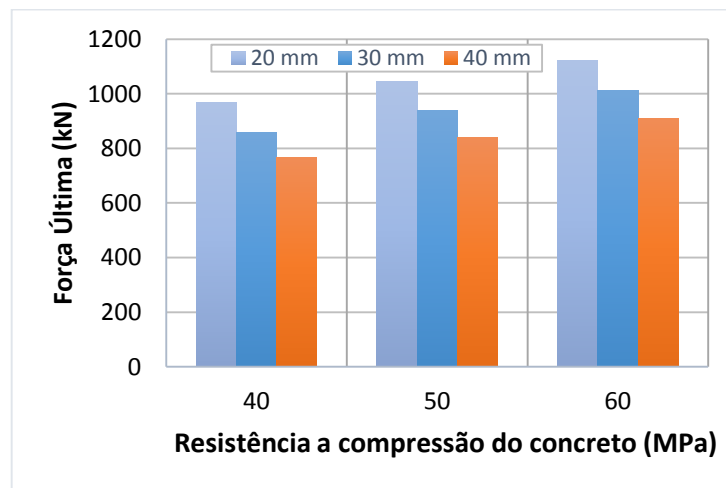
Excentricidade da força aplicada (mm)	Resistência a compressão do concreto (MPa)	Capacidade resistente do pilar preenchido, em kN, em função da resistência ao escoamento do aço (MPa)			Percentuais de aumento (%)	Percentuais de aumento (%)
		250	300	450	de 250 p/ 300	de 300 p/ 450
20	40	966,00	1015,41	1162,77	5,11	14,51
	50	1046,52	1091,08	1231,38	4,25	12,85
	60	1123,79	1161,18	1283,76	3,32	10,55
30	40	858,39	904,57	1042,18	5,37	15,21
	50	936,85	980,64	1115,10	4,67	13,71
	60	1013,39	1061,39	1182,25	4,73	11,38
40	40	765,89	807,18	934,58	5,39	15,78
	50	838,41	879,04	1005,33	4,84	14,36
	60	909,92	949,82	1072,24	4,38	12,88

Fonte: Elaborada pelo autor

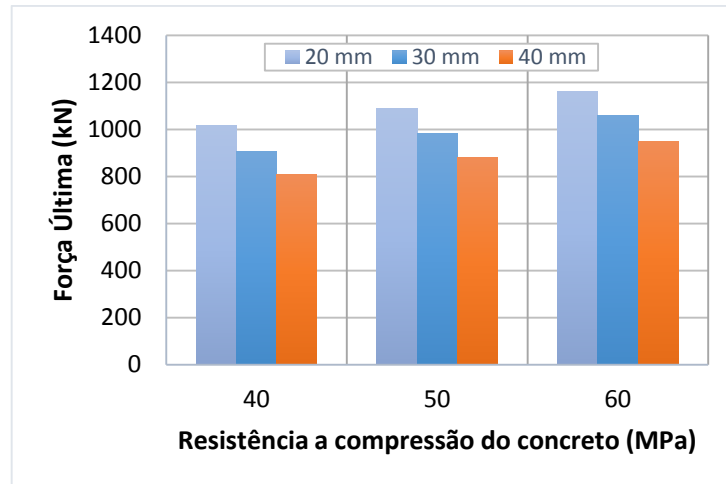
4.4.2 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

A Figura 4.21 apresenta a variação da força última para diferentes valores de excentricidade, resistência à compressão do concreto e resistência ao escoamento do aço. O comprimento efetivo do pilar foi mantido constante e igual a 124.

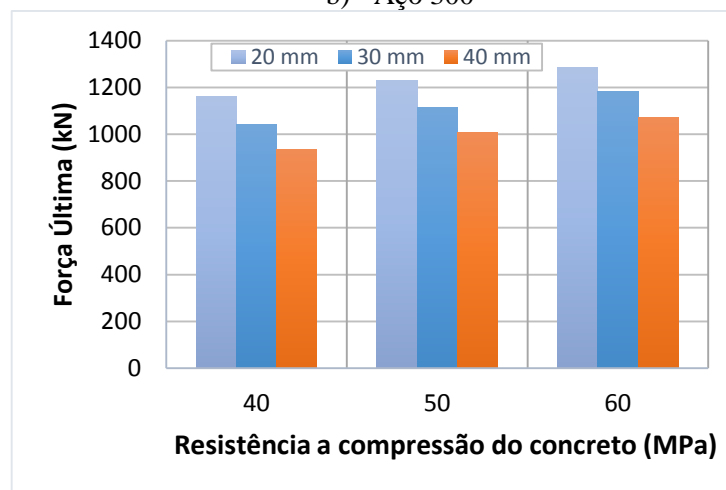
Figura 4.21 - Influência da resistência à compressão do concreto na capacidade resistente do pilar preenchido



a) Aço 250



b) Aço 300



c) Aço 450

Fonte: Elaborada pelo autor

Analisando a Figura 4.21 e a Tabela 4.9 nota-se que o aumento na capacidade resistente causado pelo aumento da resistência à compressão do concreto é mais efetivo para a combinação de maiores excentricidades de força aplicada e aços com menor resistência ao escoamento. Isso ocorre, por exemplo, para a excentricidade de 40 mm e aços com resistência ao escoamento de 250 MPa; essa combinação gerou aumento de 9,46 % na capacidade resistente do pilar preenchido com a variação da resistência à compressão do concreto de preenchimento de 40 para 50 MPa. Já quando se utiliza aços com resistência ao escoamento maiores e menores excentricidades de força aplicada ocorre o contrário. Isto se deve, principalmente, à parcela de capacidade resistente vinda do perfil de aço. Pilares cujos perfis são confeccionados em aços com maiores resistências ao escoamento mostram que a capacidade resistente do pilar preenchido tende a ser menos sensível a aumentos na resistência a compressão do concreto.

Tabela 4.9 – Variação da capacidade resistente do pilar preenchido em função da variação da resistência à compressão do concreto

Excentricidade da força aplicada (mm)	Resistência ao escoamento do aço (MPa)	Capacidade resistente do pilar preenchido, em kN, em função da resistência a compressão do concreto (MPa)			Percentuais de aumento (%) de 40 p/ 50	Percentuais de aumento (%) de 50 p/ 60
		40	50	60		
20	250	966,00	1046,52	1123,79	8,33	7,38
	300	1015,41	1091,08	1161,18	7,45	6,42
	450	1162,77	1231,38	1283,76	5,90	4,25
30	250	859,39	936,85	1013,39	9,01	8,16
	300	904,57	980,64	1061,39	8,40	8,23
	450	1042,18	1115,10	1182,25	6,99	6,02
40	250	765,89	838,41	909,92	9,46	8,52
	300	807,18	879,04	949,82	8,90	8,05
	450	934,58	1005,33	1072,24	7,57	6,65

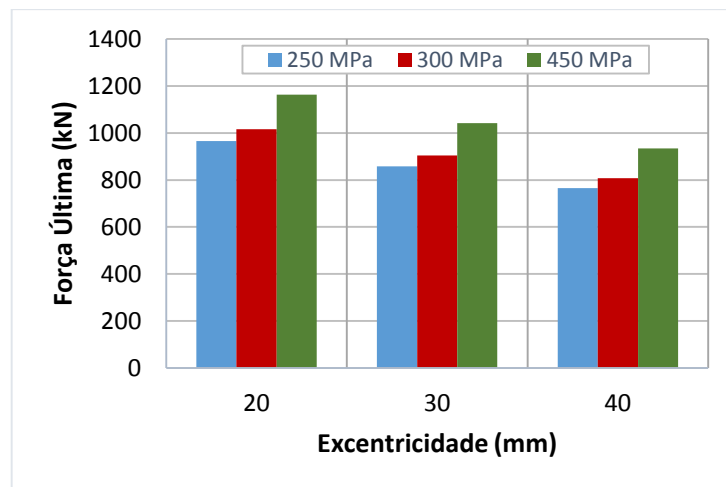
Fonte: Elaborada pelo autor

Em função da excentricidade da força aplicada, o maior aumento na capacidade resistente foi observado quando se aumentou a resistência do concreto de 40 para 50MPa, aço com 250 MPa de resistência ao escoamento e excentricidade de 40mm (Tabela 4.9).

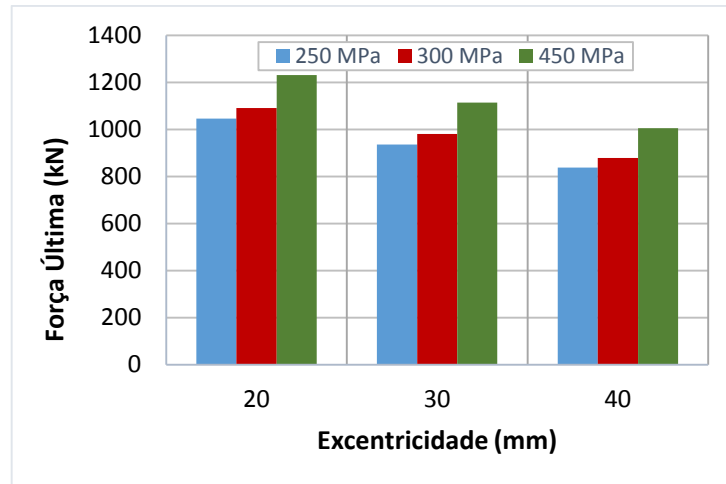
4.4.3 INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE DA FORÇA APLICADA

A Figura 4.22 apresenta a variação da capacidade resistente do pilar preenchido para os diferentes valores de excentricidade da força aplicada e resistências à compressão do concreto e ao escoamento do aço. O comprimento efetivo do pilar foi mantido constante e igual a 124.

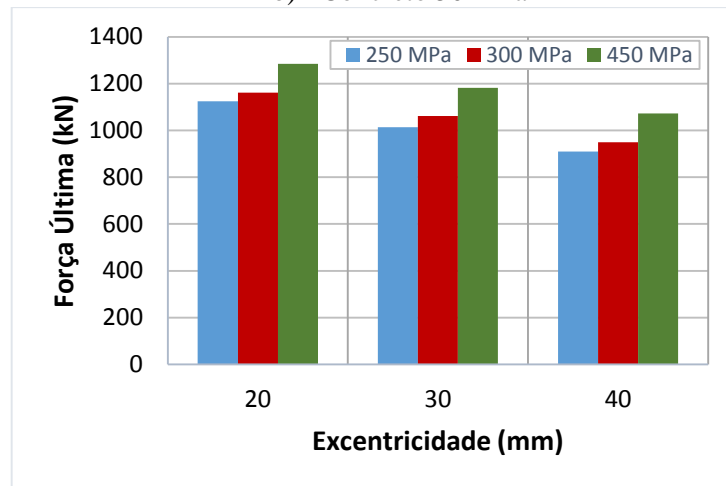
Figura 4.22 - Influência da excentricidade da força na capacidade resistente do pilar preenchido



a) Concreto 40 MPa



b) Concreto 50 MPa



c) Concreto 60 MPa

Fonte: Elaborada pelo autor.

É nítido que maiores excentricidades ocasionam redução na capacidade resistente de pilares preenchidos e essa redução tende a ser ainda maior quando são utilizados concretos e aços de menor resistência a compressão e ao escoamento, respectivamente. Por outro lado, para concretos e aços de maior resistência essa redução é menor, principalmente para forças aplicadas com menores excentricidades. Isto ocorreu, por exemplo, para o pilar preenchido em que se utilizou aço com resistência ao escoamento de 250 MPa e concreto com resistência a compressão de 40 MPa; essa combinação gerou uma redução de 12,53% ao aumentar a excentricidade de 20 para 30 mm. O segundo fato que merece destaque é que o pilar preenchido cujo aço tem resistência ao escoamento de 450 MPa e concreto com 60 MPa de resistência a compressão apresentou uma redução de 8,58% na capacidade resistente para a mesma variação na excentricidade (Tabela 4.10).

Tabela 4.10 – Variação da capacidade resistente em função da excentricidade da força aplicada

Resistência ao escoamento do aço (MPa)	Resistência a compressão do concreto (MPa)	Capacidade resistente do pilar preenchido, em kN, em função da excentricidade da força aplicada (mm)			Variação Percentual (%) de 20 p/ 30	Variação Percentual (%) de 30 p/ 40
		20	30	40		
250	40	966	858,39	765,89	-12,53	-12,07
	50	1046,52	936,85	838,41	-11,70	-11,74
	60	1123,79	1013,39	909,92	-10,89	-11,37
300	40	1015,41	904,57	807,18	-12,25	-12,06
	50	1091,08	980,64	879,04	-11,26	-11,55
	60	1161,18	1061,39	949,82	-9,40	-11,74
450	40	1162,77	1042,18	934,58	-11,57	-11,51
	50	1231,38	1115,10	1005,33	-10,42	-10,91
	60	1283,76	1182,25	1072,24	-8,58	-10,25

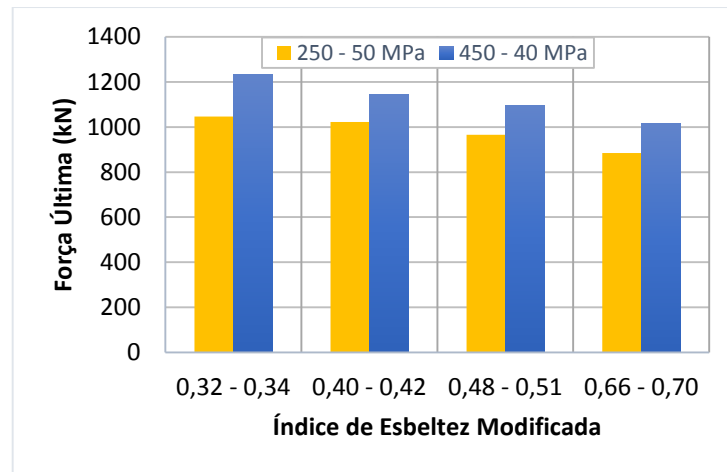
Fonte: Elaborada pelo autor.

As variações na força resistente em função de variações na excentricidade, para os diversos valores de resistência ao escoamento do aço e resistência a compressão do concreto, não foram tão significativas quanto as observadas nas análises anteriores. Dos resultados apresentados na Tabela 4.10 verificam-se variações entre 8,6% e 12,5%, sendo que a maior variação foi observada para excentricidade de 30mm em relação a de 20mm, aço e concreto com 250 MPa e 40 MPa, respectivamente.

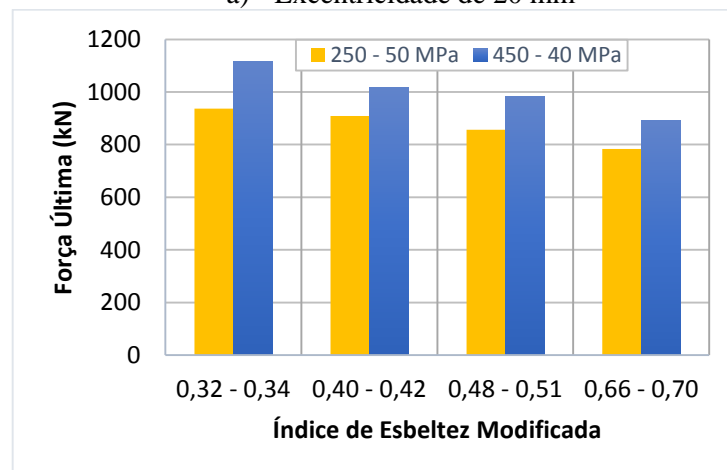
4.4.4 INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE ESBELTEZ DO PILAR

Foi realizado também um estudo para analisar a influência do índice de esbeltez modificada na capacidade resistente do pilar preenchido. Como já foi mencionado no início deste item, foram considerados 4 valores de comprimento efetivo do pilar: 124, 154, 184 e 254 cm que correspondem aos índices de esbeltez do pilar de 0,32 - 0,34; 0,40 - 0,42; 0,48 - 0,51; 0,66 - 0,70, respectivamente, dependendo da combinação de resistência dos materiais aço e concreto. Para avaliar a influência do índice de esbeltez modificada do pilar foram selecionadas duas combinações de valores de resistência à compressão do concreto e ao escoamento do aço que teoricamente produziriam resultados mais adversos. Na Figura 4.23 são apresentados os resultados de força última em função da variação no índice de esbeltez modificada do pilar.

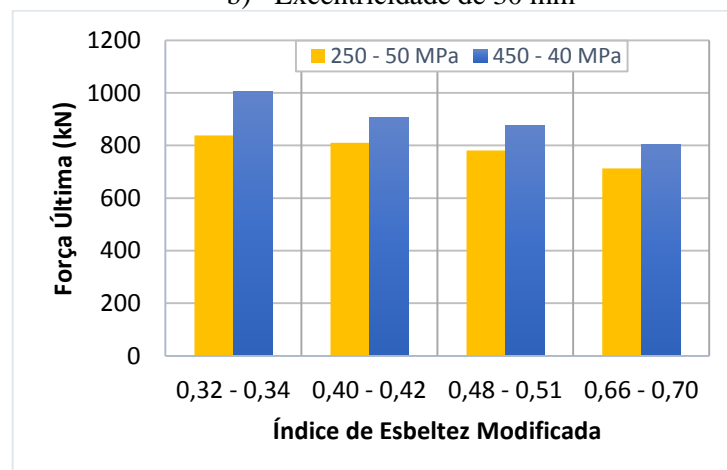
Figura 4.23 - Influência do índice de esbeltez modificada do pilar na capacidade resistente a flexo-compressão



a) Excentricidade de 20 mm



b) Excentricidade de 30 mm



c) Excentricidade de 40 mm

Fonte: Elaborada pelo autor.

Observando a Figura 4.23 e as Tabela 4.11 e 4.12, nota-se que com o aumento do índice de esbeltez modificada do pilar de 0,32 e 0,34 para 0,40 e 0,42, respectivamente, ocorreu uma diminuição da capacidade resistente de 1,64% até 3,52%. E quando o índice de esbeltez do pilar

variou de 0,48 e 0,51 para 0,66 e 0,70, respectivamente, o decréscimo de capacidade resistente foi ainda maior (de 8,91% a 9,06%). Com base nos resultados da Tabela 4.11 e 4.12 é evidente que o decréscimo tende a ser mais significativo para pilares com aços de menor resistência ao escoamento e maiores excentricidades como ocorre, por exemplo, para o pilar preenchido com aço com 250 MPa de resistência ao escoamento e excentricidades de 30 e 40 mm. Em contrapartida, para pilares cujo aço tem resistência ao escoamento de 450 MPa e pequenas excentricidades de força aplicada, o decréscimo na capacidade resistente tende a ser bem menos determinante.

Tabela 4.11 - Variação da capacidade resistente do pilar em função do índice de esbelteza modificada para a combinação de resistência dos materiais de 250-50 MPa

Resistência à compressão do concreto e ao escoamento do aço (MPa)	Excent. da força axial (mm)	Capacidade resistente do pilar preenchido, em kN, em função do Índice de Esbelteza				Varição Percentual (%)	Varição Percentual (%)
		0,32	0,40	0,48	0,66	de 0,32 p/ 0,40	de 0,48 p/ 0,66
250-50	20	1046,52	1022,90	965,90	884,97	-2,30	-9,14
250-50	30	936,85	908,56	856,17	783,73	-3,11	-9,24
250-50	40	838,41	809,87	780,42	713,20	-3,52	-9,42

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 4.12 - Variação da capacidade resistente do pilar em função do índice de esbelteza modificada do para a combinação de resistência dos materiais de 450-40 MPa

Resistência à compressão do concreto e ao escoamento do aço (MPa)	Excent. da força axial (mm)	Capacidade resistente do pilar preenchido, em kN, em função do Índice de Esbelteza				Varição Percentual (%)	Varição Percentual (%)
		0,34	0,42	0,51	0,70	de 0,34 p/ 0,42	de 0,51 p/ 0,70
450-40	20	1162,77	1143,95	1095,71	1014,20	-1,64	-8,03
450-40	30	1042,18	1016,24	983,75	902,00	-2,55	-9,06
450-40	40	934,58	906,25	874,39	802,80	-3,12	-8,91

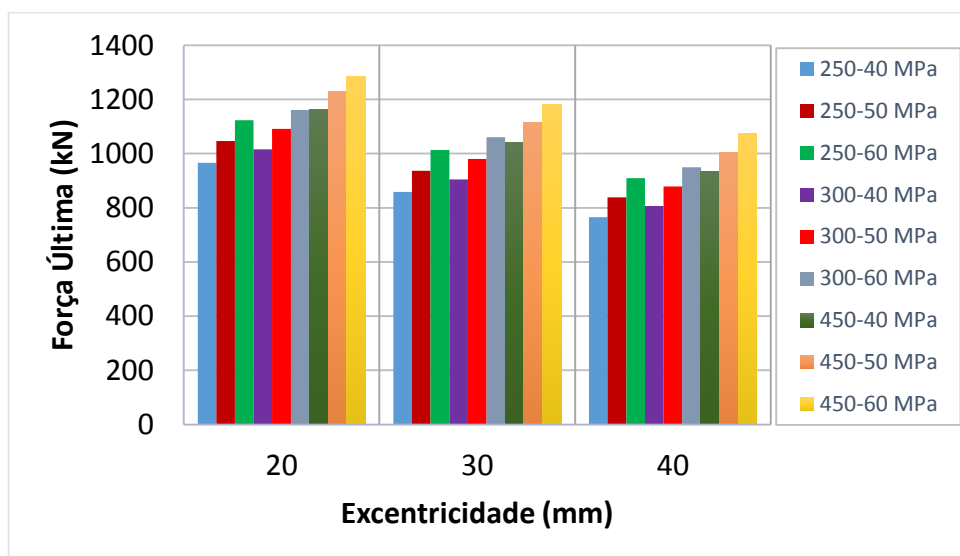
Fonte: Elaborada pelo autor.

Em se tratando de pilares mistos preenchidos submetidos a flexo-compressão é notável a possibilidade de obter uma determinada capacidade resistente com a combinação entre determinados valores de resistência a compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço e excentricidade da força aplicada. Assim, de acordo com as demandas que o pilar deve atender, custo e disponibilidade dos materiais é possível optar pela combinação que se mostrar mais eficiente. Na Figura 4.24 são apresentados todos os resultados obtidos na análise

paramétrica para as diversas combinações entre resistências do concreto e do aço para cada uma das excentricidades avaliadas.

Diante dos resultados apresentados pode-se observar, por exemplo, que as combinações de resistências do aço e do concreto (300-60 MPa e 450-40 MPa) para excentricidade de 20 mm produzem capacidades resistentes praticamente idênticas. O mesmo pode ser observado para várias outras combinações (Figura 4.24).

Figura 4.24 – Combinações de resistência do aço e resistência do concreto para diversas excentricidades de força aplicada



Fonte: Elaborada pelo autor.

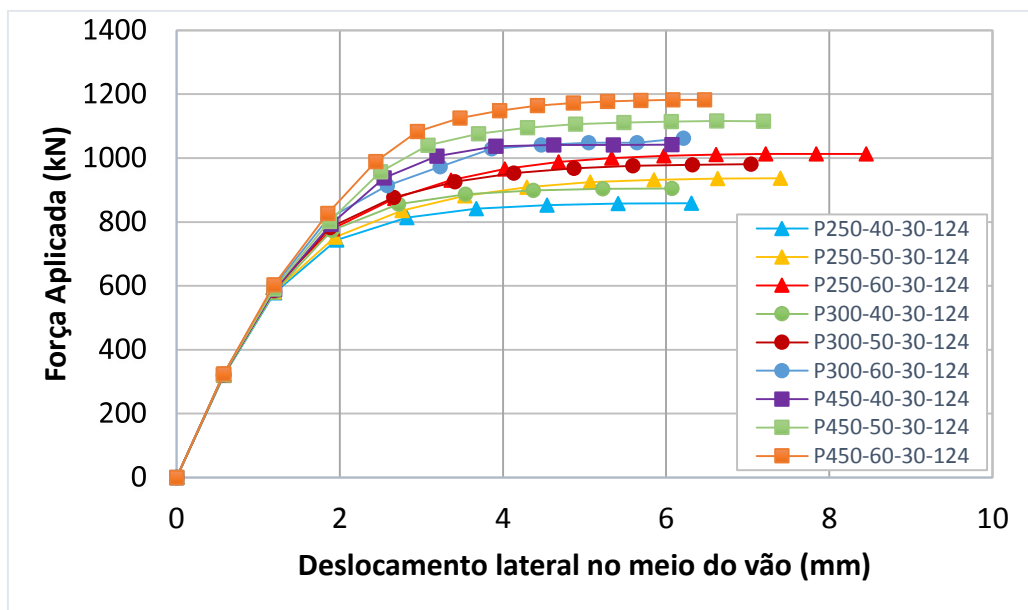
4.4.5 COMPORTAMENTO DO PILAR PREENCHIDO EM FUNÇÃO DOS PARÂMETROS AVALIADOS

Com os resultados da análise paramétrica foi possível traçar as curvas Força aplicada vs. Deslocamento lateral no meio do vão, possibilitando a análise comportamental (Figura 4.25) ponto a ponto do pilar preenchido e a comparação entre os diversos modelos. É importante ressaltar que as maiores variações no índice de esbeltez modificada são causadas pela variação no comprimento do pilar. Embora as diferentes combinações de resistência dos materiais também ocasionem variação, esta é pouco significativa e por isso não é considerada nessa análise. Na Figura 4.25 são apresentados quatro gráficos: nos três primeiros, dois parâmetros foram mantidos fixos e os restantes variaram. A primeira análise considerou fixo o comprimento do pilar e a excentricidade e foram variadas as resistências dos materiais (Figura 4.25a). Verifica-se que não ocorrem alterações significativas de comportamento e as curvas seguem praticamente paralelas. Destaque para duas combinações que geraram comportamentos

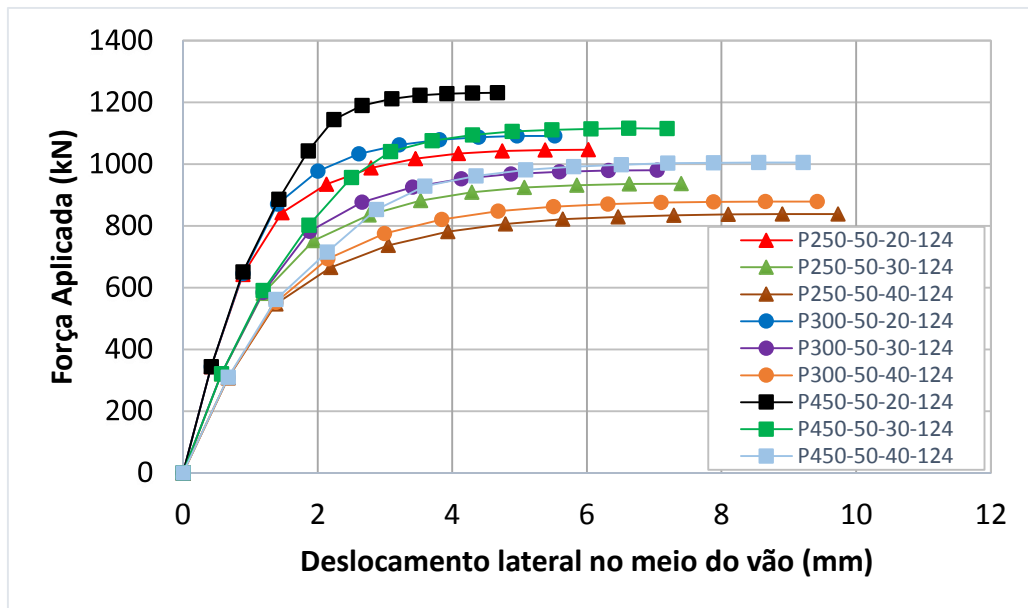
bastante similares: exemplares P300-60-30-124 e P450-40-30-124; exemplares P250-60-30-124 e P300-50-30-124.

Na Figura 4.25b foram mantidos constantes a resistência a compressão do concreto e o comprimento do pilar e variadas a resistência ao escoamento do aço e a excentricidade da força. Diferentemente do que ocorreu na situação anterior, nesse caso há variação na rigidez dos exemplares em função da excentricidade; observa-se três conjuntos de curvas com rigidez inicial idêntica sendo que os exemplares sob força axial com menor excentricidade (20mm) apresentam comportamento inicial mais rígido (exemplares P250-50-20-124, P300-50-20-124 e P450-50-20-124). Como esperado, a maior capacidade resistente foi registrada para o exemplar com os materiais mais resistentes (concreto C50, aço com resistência ao escoamento de 450 MPa e menor excentricidade: exemplar P450-50-20-124).

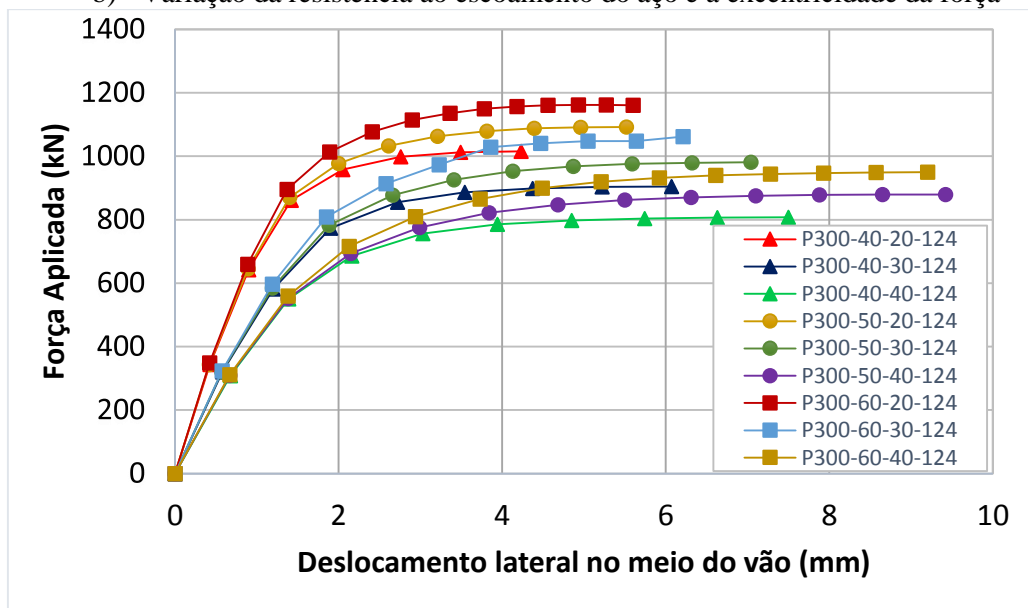
Figura 4.25 - Comportamento dos modelos de pilar preenchido diante dos parâmetros avaliados



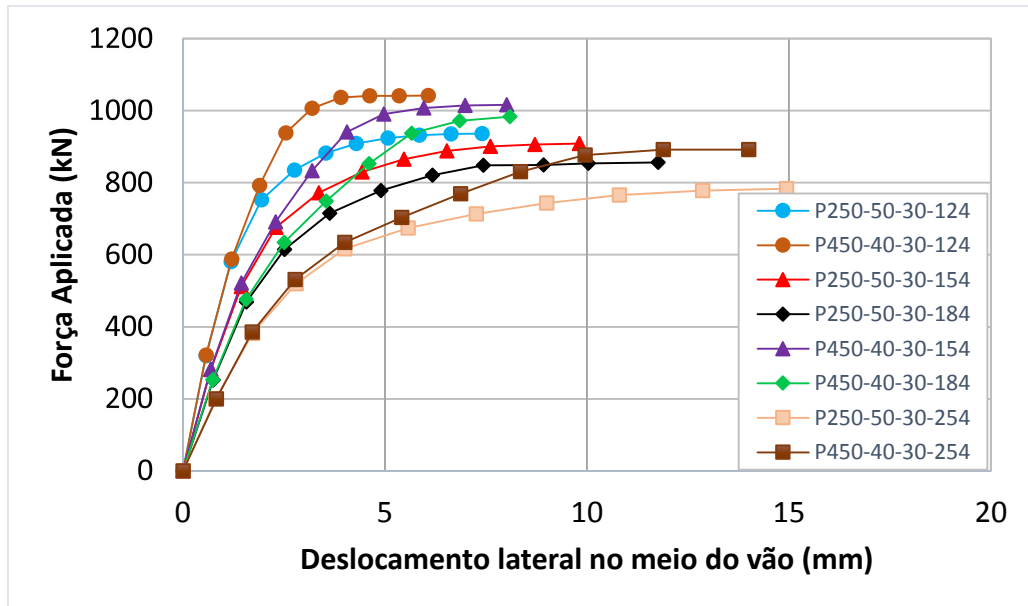
a) Variação na resistência dos materiais



b) Variação da resistência ao escoamento do aço e a excentricidade da força



c) Variação da resistência à compressão do concreto e excentricidade da força



d) Variação das resistências do aço e do concreto e do comprimento do pilar

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 4.25c variaram-se a resistência a compressão do concreto e a excentricidade da força. E por último, na Figura 4.25d, manteve-se fixo somente a excentricidade da força, variando-se as resistências ao escoamento do aço e a compressão do concreto e o índice de esbeltez do pilar preenchido.

Variando somente as resistências dos materiais concreto e aço (Figura 4.25a) observa-se um comportamento semelhante entre os modelos até uma capacidade resistente de 600 kN. A partir daí, os modelos em que são utilizados aços e concretos com maiores resistências se apresentam mais rígidos. Com a variação da excentricidade (Figura 4.25b) os trechos iniciais de aplicação de força tendem a apresentar maior variação de rigidez ao contrário do que ocorre no caso anterior. Percebe-se a influência direta da excentricidade da força na rigidez e na capacidade resistente do pilar preenchido em todas as fases de aplicação de força.

Ao variar a resistência a compressão do concreto (Figura 4.25c), nota-se comportamento bastante semelhante entre os exemplares até um nível de força aplicada de 700kN, para cada excentricidade avaliada. A partir daí, os pilares preenchidos com concretos mais resistentes apresentam maior rigidez.

No último gráfico (Figura 4.25d) são apresentadas as curvas de comportamento para os diversos valores de índices de esbeltez do pilar analisados. Percebe-se que à medida que o índice de esbeltez aumenta o modelo numérico perde rigidez e essa característica torna-se mais acentuada para maiores valores de índice de esbeltez.

Diante dos resultados apresentados observa-se que a resistência a compressão do concreto e a excentricidade da força aplicada são as variáveis que mais influenciam tanto na capacidade resistente quanto na rigidez dos pilares preenchidos. Isso pode ser notado claramente observando, por exemplo, os modelos P300-40-40-124 e P300-60-20-124 na Figura 4.25c. Já a resistência ao escoamento do aço tem menor influência no comportamento do pilar como pode ser observado comparando os modelos P250-40-30-124 e P450-40-30-124 (Figura 4.25a).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo principal o desenvolvimento de um modelo numérico capaz de representar o comportamento de um pilar misto preenchido de seção quadrada submetido a flexo-compressão. O modelo numérico foi desenvolvido por meio do pacote computacional ANSYS® e validado com base nos resultados experimentais obtidos por De Nardin (2003).

Antes disso, foi realizada uma ampla pesquisa bibliográfica a fim de identificar estudos voltados aos pilares preenchidos flexo-comprimidos buscando entender os vários fenômenos relacionados ao seu comportamento, especialmente o pilar preenchido de seção quadrada. Foram identificadas as principais metodologias utilizadas na modelagem realizada por outros autores como a escolha dos elementos finitos, malha e forma de aplicação da força, condições de contorno e os modelos constitutivos de aço e concreto. Os dados coletados nessa etapa auxiliaram no desenvolvimento do modelo numérico que após validado permitiu o desenvolvimento da análise paramétrica. Com base na etapa de validação, algumas conclusões podem ser listadas:

- a) Os elementos volumétricos SOLID65 e do tipo casca SHELL181 são ideais para representar o comportamento do concreto e do aço, respectivamente, do pilar misto preenchido.
- b) Para a aplicação do deslocamento no modelo numérico é necessário garantir a não ocorrência de concentração de tensões nas regiões de aplicação de deslocamento, pois estas podem levar o modelo numérico a ruptura prematura. No modelo em questão, a solução adotada foi a utilização de uma chapa de aplicação de deslocamentos nas extremidades do pilar para aumentar a superfície de contato e também a utilização de um concreto com maior resistência a compressão na altura de 12cm.
- c) Em relação à densidade da malha de elementos finitos, observou-se que a partir de uma determinada quantidade de elementos qualquer aumento na densidade da malha tem pouca influência nos resultados aumentando tão somente o tempo de processamento do modelo numérico.

Após validado, o modelo numérico foi utilizado na realização de análise paramétrica na qual foram desenvolvidos 45 novos modelos numéricos considerando as seguintes variáveis:

resistências à compressão do concreto e ao escoamento do aço, excentricidade da força axial e índice de esbeltez modificada do pilar. Com base nos resultados obtidos nesta etapa pode-se tecer as seguintes conclusões:

- a) Aumentos na resistência ao escoamento do aço são mais eficientes para ampliar a capacidade resistente do pilar preenchido quando se utiliza aços com maiores resistências ao escoamento.
- b) É possível obter uma determinada capacidade resistente com a combinação de uma determinada resistência à compressão do concreto e de uma resistência ao escoamento do aço. A escolha da melhor combinação para obter a capacidade resistente necessária deve levar em conta os custos e disponibilidade dos materiais.
- c) Para pilares preenchidos com concreto de resistências à compressão mais elevadas nota-se que a medida que esta vai aumentando, o acréscimo na capacidade resistente do pilar tende a ser menos significativo para pilares com aços de maiores resistências ao escoamento.
- d) O aumento na capacidade resistente do pilar preenchido decorrente do aumento da resistência à compressão do concreto é mais efetivo para a combinação de maiores excentricidades de força aplicada e aços de maiores resistências ao escoamento.
- e) Quando são utilizados aços com maiores resistências ao escoamento observa-se que a capacidade resistente do pilar preenchido tende a ser menos sensível a aumentos na resistência à compressão do concreto.
- f) Maiores excentricidades da força axial são capazes de reduzir a capacidade resistente de pilares preenchidos e, nos casos em que se utiliza concretos e aços de menor resistência, essa redução é mais significativa porém menos acentuada com o aumento da excentricidade. Por outro lado, para concretos e aços de maior resistência essa redução é menor, principalmente para pequenas excentricidades.
- g) Quanto à influência do índice de esbeltez do pilar, verifica-se que o decréscimo da capacidade resistente tende a ser mais acentuado para pilares com aços de menor resistência e sujeitos a forças aplicadas com maiores excentricidades. Por outro lado, a utilização de aços com maior resistência ao escoamento e força axial aplicada com pequenas excentricidades, o decréscimo na capacidade resistente tende a ser bem menos significativo.

- h) Das variáveis avaliadas na análise paramétrica, a resistência à compressão do concreto e a excentricidade da força aplicada são as que mais influenciam tanto nos valores de capacidade resistente quanto na rigidez do elemento. Em contrapartida, a resistência ao escoamento do aço foi a variável com menor influência no comportamento do pilar, isso para perfis de aço com espessura de 3mm como os utilizados no modelo físico considerado no presente trabalho.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nas considerações realizadas e dificuldades encontradas durante o desenvolvimento do presente trabalho são apresentadas algumas sugestões para o desenvolvimento de futuros estudos:

- a) Avaliar a influência de outros parâmetros no comportamento e na capacidade resistente do pilar misto preenchido como, por exemplo, a espessura do perfil tubular e ampliar as análises desenvolvidas nesse trabalho testando outras resistências à compressão do concreto e ao escoamento do aço, índice de esbeltez modificada do pilar e excentricidade de força aplicada.
- b) Realizar a modelagem numérica e posterior análise paramétrica de outras seções de pilares mistos preenchidos como, por exemplo, as seções circulares e retangulares.
- c) Desenvolver a modelagem numérica dando maior ênfase à aderência entre os materiais aço e concreto, visto que este também é um fenômeno que pode influenciar no comportamento de pilares mistos preenchidos.
- d) Construir modelos numéricos utilizando algum outro pacote computacional como, por exemplo, ABAQUS[®], DIANA[®] ou LUSAS[®] tendo em vista a grande quantidade de modelagens numéricas de pilares mistos preenchidos desenvolvidos com sucesso por diversos autores utilizando esses pacotes computacionais.
- e) Realizar as modelagens numéricas dos demais modelos ensaiados por De Nardin (2003) como os pilares preenchidos de seção quadrada e retangular submetidos a flexo-compressão com perfil tubular de 6mm de espessura.
- f) Comparar os resultados das modelagens numéricas com valores previstos pelos códigos normativos.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323**: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio, 66p., Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, 174p, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, 237p., Rio de Janeiro, 2008.

ABENDEH, R.; AHMAD, H. S.; HUNAITI, Y. M. Experimental studies on the behavior of concrete-filled steel tubes incorporating crumb rubber. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 122, p. 251-260, 2016.

ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. 2000. 275p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISC-LRFD**: Load and resistance factor design. Chicago. 1994.

ANSI/AISC 360-05. Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, USA.

ANSI/AISC 360-10. Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, USA.

ARAÚJO, R. O. **Avaliação de Colunas Tubulares Mistas (Aço Inoxidável, Concreto, Aço Carbono)**. 2016. 151p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

CAMPOLINA, B. M. **Estudo da aderência entre aço e concreto em pilares tubulares mistos preenchidos: uma análise experimental e computacional**. 2008. 197p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

CHEN, Z. P.; CHEN, X. H.; KE, X. J.; XUE, J. Y. Experimental study on the mechanical behavior of recycled aggregate coarse concrete-filled square steel tube column. **In: Mechanic Automation and Control Engineering (MACE)**, [S.l.] , International Conference on. IEEE, p. 1313-1316, 2010.

DE NARDIN, S. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. 1999. 148p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L.; MARQUES, S. P. C. Comportamento de Pilares Preenchidos Submetidos à Flexão Normal Composta. **In: I Congresso Internacional da Construção Metálica**, CICOM, São Paulo, Brasil. 2001.

DE NARDIN, S. **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar**. 2003. 323p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Axial load behavior of concrete-filled steel tubular columns. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings**, [S.l.], v. 160, n. 1, p. 13-22, 2007.

DIAS, J. V. F.; GOMES, H. D.; CALENZANI, A. F. G. Comportamento à flexo-compressão de pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares preenchidos com concreto de alto desempenho. **Revista Interdisciplinar de Pesquisa em Engenharia**, Brasília, v. 2, n. 2, p. 218-223, 2016.

DUARTE, A. P. C.; SILVA, B. A.; SILVESTRE, N.; DE BRITO, J.; JÚLIO, E.; CASTRO, J. M. Tests and design of short steel tubes filled with rubberized concrete. **Engineering Structures**. Portugal, v. 112, p. 274-286, 2016.

ELLOBODY, E.; YOUNG, B. Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS columns. **Thin-walled structures**, [S.l.], v. 44, n. 8, p. 919-930, 2006.

ELLOBODY, E.; YOUNG, B. Design and behaviour of concrete-filled cold-formed stainless steel tube columns. **Engineering Structures**, [S.l.], v. 28, n. 5, p. 716-728, 2006.

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

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1:2007**. Design of composite steel and concrete structures: Part 1.1: General rules and rules for buildings. EUROCODE 4, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2007.

FIGUEIREDO, L.M.B. **Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto**. 1998. 143p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

GHADGE, M.; GALATAGE, A.; BAVDHANKAR, S. Performance of Hollow Sections with and Without Infill under Compression and Flexure. **International Journal of Engineering Science Invention (IJESI)**, [S.l.] , v. 7, n. 2, p. 67-80, 2018.

GOODE, C.; LAM, D. Concrete-filled steel tube columns-tests compared with Eurocode 4. In: **Composite Construction in Steel and Concrete VI**, [S.l.] , p. 317-325, 2011.

HAFIZ, F. Analytical and Numerical Study on Behavior of Concrete Filled Steel Tabular Columns Subjected To Axial Compression Loads. **International Journal of Scientific & Engineering Research**, [S.l.], v. 7, n. 9, 2016.

HU, H. T.; HUANG, C. S.; WU, M. H.; WU, Y. M. Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect. **Journal of Structural Engineering**, [S.l.] , v. 129, n. 10, p. 1322-1329, 2003.

KATAOKA, M. N. **Estudo do Comportamento de Ligações Viga-Pilar Preenchido Submetidas a Ações Cíclicas**. 2011. 192p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

KURIAN, S. S.; PAULOSE, D.; MOHAN, S. Study On Concrete Filled Steel Tube, **IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)**, [S.l.], e-ISSN: 2278-1684, p-ISSN: 2320-334X, p. 25-33, 2016.

KNOWLES, R.B.; PARK, R. Strength of concrete filled steel tubular columns. **Journal of the Structural Division**, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, [S.l.], v. 95, n. ST12, p. 2565-87, 1969.

LEITE JÚNIOR, G. S. **Colunas Mistas Esbeltas de Aço Preenchidas com Concreto de Alta Resistência em Temperatura Ambiente e em Situação de Incêndio**. 2009. 161p. Tese (Doutorado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2009.

MARQUES, S. P. C.; MARQUES, D. C. S. C. Análise não-linear de colunas tubulares de aço com núcleo de concreto de alto desempenho. **In: Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural**, 2000, 29., Punta Del Este – Uruguai. Memorias, 1 CD-ROM, 2000.

MASOUDNIA, R.; AMIRI, S.; BADARUZZAMAN, WH, W. An analytical model of short steel box columns with concrete in-fill (part 1). **Australian Journal of Basic and Applied Sciences**, [S.l.], v. 5, n. 11, p. 1715-1721, 2011.

NATALLI, J. F. **Desempenho do concreto leve em seções mistas**. 2017. 97f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Ouro Preto, 2017.

NEUENSCHWANDER, R.; CARRASCO, E.V.M ; RODRIGUES, F. C.; FAKURY, R. H.- Pilares Mistos com Placas de Base abertas solicitados à flexo- compressão. **In: CNME 2014 - 9º. Congresso Nacional de Mecânica Experimental**, Aveiro. Anais do 9º. CNME. Aveiro - Portugal: Universidade de Aveiro, v. 1, p. 175-176, 2014.

NETO, J. G. R.; SARMANHO, A. M. Análise experimental de um conector mecânico de cisalhamento em pilar misto de aço e concreto. **RIEM-IBRACON Structures and Materials Journal**, [S.l.], v. 10, n. 3, 2017.

OLIVEIRA, W.L.A. **Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular**. 2008. 251p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

PEREIRA, M. F. **Análise Experimental e Numérica de Pilares Mistos de Aço e Concreto**. 2014. 174p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

PEREIRA, M. F. **Comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a flexo-compressão**. 2017. 235p. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo. São Paulo, 2017.

PULIDO, A. C.; DE NARDIN, S. Sistematização do dimensionamento a flexo-compressão de pilares mistos preenchidos de seção retangular. **In: Congresso Latinoamericano da Construção Metálica (Construmetal 2012)**, São Paulo, 2012.

PRATES, J. A. **Estudo de conectores de cisalhamento formados por parafuso com cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna para pilares mistos em perfis de aço formados a frio e concreto.** 2017. 167p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.

QUEIROZ, F. D. **Modelos para análise de pilares mistos pelo método dos elementos finitos.** 2003. 189p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.

SAKINO, K.; NAKAHARA, H.; MORINO, S.; AND NISHIYAMA, I. Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns. **Journal of Structural Engineering**, [S.l.], v. 130, n. 2, p. 180-188, 2004.

SANT'ANNA, M. S. **Pilares mistos esbeltos em aço preenchidos com concreto, de seção quadrada, em situação de incêndio.** 2009. 178p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2009.

SINGH, H.; GUPTA, P.K. Numerical Modeling of Rectangular Concrete-Filled Steel Tubular Short Columns. **International Journal of Scientific & Engineering Research**, [S.l.], v.4, ed 5, p. 170-173, 2013.

SILVA, P. H. L. **Dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto.** 2012. 314p. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

SILVA, R. D. **Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos.** 2006. 136p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SIMÕES, R. **Efeito do confinamento em pilares mistos curtos de aço e concreto.** 2008. 161p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.

TARNOCZY J. E. Custo comparativo entre colunas mistas e metálicas. **In: I CICOM- I CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA**, Proceedings, São Paulo-SP, Brasil. 2001.

TINEO, R. P. **Ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante: modelagem numérica e análise paramétrica.** 2016. 154p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

UY, B. Local and post-local buckling of concrete filled steel welded box columns. **Journal of Constructional Steel Research**, [S.l.], v. 47, p. 47-72, 1998.

UY, B.; TAO, Z.; HAN, L. Behavior of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, [S.l.], v. 67, n. 3, p. 360-378, 2011.

VARMA, A.H.; SAUSE, R.; RICLES, J.M. FEM analysis of high strengthsquare CFT columns. **In: Proceedings of the Annual Technical Session**, Structural Stability Research Council, University of Florida, Gainesville (FL), p. 272-87, 2000.

WANG, Y.; YANG, Y.; ZHANG, S. Static behaviors of reinforcement-stiffened square concrete-filled steel tubular columns. **Thin-Walled Structures**, [S.l.], v. 58, p. 18-31, 2012.

YANG, Y.; HAN, L. Experimental behavior of recycled aggregate concrete filled steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, [S.l.], v. 62, n. 12, p.1310-1324, 2006.

YANG, Y.; HOU, C. Behavior and design calculations of recycled aggregate concrete-filled steel tube (RACFST) members. **Magazine of Concrete Research**, [S.l.], v. 67, n. 11, p. 611-620, 2015.

YANG, Y.; MA, G. Experimental behavior of recycled aggregate concrete filled stainless steel tube stub columns and beams. **Thin-Walled Structures**, [S.l.], v. 66, p. 62-75, 2013.

YOUNG, B.; ELLOBODY, E. Experimental investigation of concrete-filled cold-formed high strength stainless steel tube columns. **Journal of Constructional Steel Research**, [S.l.], v. 62, n. 5, p. 484-492, 2006.

YOUSUF, M.; UY, B.; TAO, Z.; REMENNIKOV, A.; LIEW, J. R. Impact behavior of pre-compressed hollow and concrete filled mild and stainless steel columns. **Journal of Constructional Steel Research**, [S.l.], v. 96, p. 54-68, 2014.

APÊNDICE

Sequência de comandos utilizados no ANSYS® Mechanical APDL (Ansys Parametric Design Language) para a construção do modelo numérico do pilar misto preenchido submetido a flexo-compressão, fruto desse trabalho.

```

!*****
!*****  MODELO DE VALIDAÇÃO  *****
!*****

finish

/clear

!*****
!*****  OPÇÕES GERAIS  *****
!*****

/VIEW, 1 ,1,1,1
/PNUM,AREA,1
/PNUM,VOLU,1
/PNUM,NODE,1
/prep7

!*****
!*****  TIPOS DE ELEMENTOS  *****
!*****

ET,1,SOLID65          !concrete
ET,2,SHELL181         !steel profile
ET,3,SOLID45          !displacement application plate
ET,4,SOLID65          !concrete regioes de aplicacao de carga

!*****
!*****  PROPRI GEOMETRICAS  *****
!*****

```

R,2,0.3

```
!*****
!*****  PROPRIEDADES DOS MATERIAIS  *****
!*****
```

!concreto pilar

mp,ex, 1, 3151 !módulo de elasticidade do concreto

mp,prxy,1, 0.2 !coeficiente de poisson do concreto

tb,miso,1,1,15

tbpt,,0.0000, 0.0000

tbpt,,0.0001, 0.3151

tbpt,,0.0002, 0.6223

tbpt,,0.0004, 1.2124

tbpt,,0.0006, 1.7691

tbpt,,0.0008, 2.2910

tbpt,,0.0010, 2.7768

tbpt,,0.0012, 3.2250

tbpt,,0.0014, 3.6341

tbpt,,0.0016, 4.0023

tbpt,,0.0018, 4.3281

tbpt,,0.0020, 4.6095

tbpt,,0.0023, 4.9443

tbpt,,0.0030, 5.2800

tbpt,,0.0035, 5.2800

tb, concr, 1, 1, 9,

tbdata, , 0.1, 0.3, 0.4, -1

!concreto regioes de aplicação de carga

mp,ex, 4, 3183 !módulo de elasticidade do concreto

mp,prxy,4, 0.2 !coeficiente de poisson do concreto

```

tb,miso,4,1,15          !deformacao vs tensao
tbpt,,0.0000, 0.0000
tbpt,,0.0001, 0.3183
tbpt,,0.0002, 0.6353
tbpt,,0.0004, 1.2647
tbpt,,0.0006, 1.8872
tbpt,,0.0008, 2.5016
tbpt,,0.0010, 3.1062
tbpt,,0.0012, 3.6992
tbpt,,0.0014, 4.2780
tbpt,,0.0016, 4.8392
tbpt,,0.0018, 5.3783
tbpt,,0.0020, 5.8891
tbpt,,0.0023, 6.5822
tbpt,,0.0030, 7.5000
tbpt,,0.0035, 7.5000
tb, concr, 1, 1, 9,
tbdata, , 0.1, 0.3, 0.4, -1

```

!steel profile

```

mp,ex, 2, 20000.00      !módulo de elasticidade do aço
mp,prxy,2, 0.3         !coeficiente de poisson do aço

```

```

tb,kinh,2,1,8          !deformacao vs tensao
tbpt,,0.000000000, 0.000
tbpt,,0.001057000, 21.14
tbpt,,0.009513000, 21.14
tbpt,,0.023254000, 26.36
tbpt,,0.063420000, 31.59
tbpt,,0.073990000, 31.59
tbpt,,0.079275000, 23.23
tbpt,,0.080067750, 0.1118

```

!displacement application plate

mp,ex, 3, 75000 !módulo de elasticidade do aço
 mp,prxy,3, 0.3 !coeficiente de poisson do aço

!*****
 !***** GEOMETRIA *****
 !*****

!steel profile

K,1,0.15,0.15,0,
 K,2,14.85,0.15,0,
 K,3,14.85,14.85,0,
 K,4,0.15,14.85,0,
 K,5,0.15,0.15,120,
 K,6,14.85,0.15,120,
 K,7,14.85,14.85,120,
 K,8,0.15,14.85,120,

L,7,3
 L,8,4
 L,1,5
 L,2,6
 L,2,3
 L,2,1
 L,4,1
 L,4,3
 L,7,8
 L,7,6
 L,6,5
 L,5,8

A,7,6,2,3
 A,3,4,8,7
 A,1,4,8,5

A,2,1,5,6

!concrete

BLOCK,0.3,14.7,0.3,14.7,12,108,

!concrete regioes de aplicacao de carga

BLOCK,0.3,14.7,0.3,14.7,0,12,

BLOCK,0.3,14.7,0.3,14.7,108,120,

!bottom end plate

BLOCK,8.97,11.91,0.15,14.85,120,122,

!upper end plate

BLOCK,8.97,11.91,0.15,14.85,-2,0,

!pilar

sect,1,shell,,perfil_1

secdata, 0.3,2,0.0,3

secoffset,USER,0

seccontrol,,,, , , ,

sect,2,shell,,perfil_2

secdata, 0.3,2,0.0,3

secoffset,USER,0

seccontrol,,,, , , ,

sect,3,shell,,perfil_3

secdata, 0.3,2,0.0,3

secoffset,USER,0

seccontrol,,,, , , ,

sect,4,shell,,perfil_4

secdata, 0.3,2,0.0,3


```

secoffset,USER,0
seccontrol,, , , ,

```

```

!*****
!*****  GERAÇÃO DAS MALHAS  *****
!*****

```

```

VSEL,S,LOC,Z,60

```

```

type,1
esize,1
real,2
mat,1
vmesh,all

```

```

VSEL,S,LOC,Z,114

```

```

VSEL,A,LOC,Z,6

```

```

type,4
esize,1
real,2
mat,4
vmesh,all

```

```

type,2
esize,1
mat,2
secnum,1
amesh,1

```

```

type,2
esize,1
mat,2
secnum,2
amesh,2

```

```

type,2

```

esize,1
 mat,2
 secnum,3
 amesh,3

type,2
 esize,1
 mat,2
 secnum,4
 amesh,4

VSEL,S,LOC,Z,121
 VSEL,A,LOC,Z,-1
 type,3
 esize,1
 real,1
 mat,3
 vmesh,all

allsel, all ! merge the coincident nodes
 nummrg,node

/ESHAPE,1,1 ! TO DISPLAY THE REAL VALUES OF THICKNESS
 /replot

!*****
 !***** OPÇÕES GRÁFICAS *****
 !*****

/color, num, oran, 1
 /color, num, dgra, 2
 /pnum, type, 1
 /number, 1
 esel, s, mat, , 1
 /trley, elem, 0.5, all

```

allsel, all
/color, outl, blac
/replot

```

```

!*****
!*****  VINCULAÇÕES  *****
!*****

```

```

NSEL,S,LOC,Z,122
D,ALL,UX,0,,ALL,UY,
NSEL,S,LOC,Z,-2
D,ALL,UX,0,,all,UY,uz

```

```

!*****
!*****  OPÇÕES DE PROCESSAMENTO  *****
!*****

```

```

antye,static           !análise estática
ngeom, off             !não-linearidade geométrica desativada
nropt, modi,, off     !newton-raphson modificado
pred, off
lnsrch, auto
eqslv, sparse,, 0
pivcheck, on
sstif, on              !matriz de rigidez atualizada a cada iteração
neqit, 26              !número max. de eq. de equilíbrio
cnvtol,u,1,0.05,0, ,

```

```

!*****
!*****  CARREGAMENTOS  *****
!*****

```

!Após carregado o modelo:

```
!TOLER = 0.3
```

!GTOLER = 0.3

!Aplicar deslocamento de -2cm na direção do Eixo Z, na área da chapa de aplicação de carga
!da extremidade superior do pilar.

!Time at end of load step = 1

!Automatic time stepping = off

!Number of substep = 35