

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LEONARDO ANDRÉ ROSSATO

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DA COMPRESSÃO AXIAL EM
ESTRUTURAS TUBULARES MISTAS DE AÇO E CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA**

MARINGÁ

2024

LEONARDO ANDRÉ ROSSATO

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DA COMPRESSÃO AXIAL EM
ESTRUTURAS TUBULARES MISTAS DE AÇO E CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins

Coorientador: Prof. Dr. Alexandre Rossi

MARINGÁ

2024

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

R823a

Rossato, Leonardo André

Avaliação numérica da compressão axial em estruturas tubulares mistas de aço e concreto de alta resistência / Leonardo André Rossato. -- Maringá, PR, 2024.
142 f. : il. color., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins.

Coorientador: Prof. Dr. Alexandre Rossi.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2024.

1. Perfis alveolares. 2. Pilares mistos preenchidos de concreto. 3. Simulação numérica. 4. Elementos finitos. I. Martins, Carlos Humberto, orient. II. Rossi, Alexandre, coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 23.ed. 624.1

LEONARDO ANDRÉ ROSSATO

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DA COMPRESSÃO AXIAL EM ESTRUTURAS
TUBULARES MISTAS DE AÇO E CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 11/12/2024, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

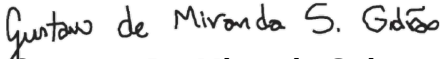
BANCA EXAMINADORA

Documento assinado digitalmente
 **CARLOS HUMBERTO MARTINS**
Data: 13/12/2024 08:46:20-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Carlos Humberto Martins
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professor Orientador

Documento assinado digitalmente
 **ALEXANDRE ROSSI**
Data: 11/12/2024 11:43:50-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Alexandre Rossi
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia
Professor Coorientador


Prof. Dr. Gustavo De Miranda Saleme Gidrão
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Documento assinado digitalmente
 **HIDELBRANDO JOSE FARKAT DIOGENES**
Data: 12/12/2024 17:41:07-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Hidelbrando Jose Farkat Diógenes
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental
Universidade Federal da Paraíba

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por me abençoar com pessoas que motivam minha jornada.

Agradeço aos meus pais, André e Mônica, que sonharam e planejaram minha vida acadêmica desde o momento em que souberam que eu estaria por vir a este mundo, e seguem me apoiando em cada etapa vencida.

Ao meu orientador, Prof. Carlos Humberto, cuja generosidade e inspiração marcaram profundamente minha trajetória acadêmica. Ao meu coorientador, Prof. Alexandre Rossi, cujo vasto conhecimento contribuiu, não apenas neste trabalho, mas de forma significativa em minha formação acadêmica. Levarei seus ensinamentos comigo.

À Banca Examinadora, representada pelo Prof. Dr. Gustavo Gidrão e Prof. Dr. Hidelbrando Jose Farkat Diógenes, minha sincera gratidão por aceitarem fazer parte da construção e revisão deste trabalho. À Prof. Angélica Rios, minha gratidão pelas valiosas contribuições na revisão deste trabalho.

À UEM e a todos desta instituição, desde o colegiado, colegas de turma, colaboradores, e, em especial, aos amigos do Grupo de Pesquisa em Análise Numérica, expressei minha gratidão pelo incentivo, companheirismo e momentos de descontração, que tornaram essa jornada memorável. Aos colegas do Instituto Senai (ISI-EE), que marcaram uma época especial, minha gratidão e admiração por todos que dedicam suas vidas à pesquisa. E, por fim, um agradecimento especial ao Prof. Reginaldo dos Santos Simões, que me apresentou à Filosofia, a mãe de todas as ciências.

Agradecimento à CAPES

Este estudo foi financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

Agradecimento ao CNPQ

O autor agradece ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio na execução do Projeto de Pesquisa e pela disponibilização de acesso aos recursos computacionais da Amazon Web Services Elastic Compute Cloud Platform – Amazon AWS-EC2. Número de concessão #408498/2022-6 e 421785/2022-5.

“Science is a journey that never ends.”
Neil Armstrong

RESUMO

Perfis alveolares fabricados a partir de um único corte na alma possibilitam a produção de perfis mais altos e melhor resistência-peso se comparados aos perfis de origem. Estruturas tubulares preenchidas de concreto também apresentam vantagens do ponto de vista mecânico e construtivo. Dessa maneira, o presente estudo realiza uma análise numérica de perfis de aço com aberturas na alma e flanges tubulares preenchidas de concreto de alta resistência submetidos a cargas de compressão axial. Estruturas de maior esbeltez tendem a sofrer instabilidades, o preenchimento em concreto tende a retardar essas instabilidades, entretanto é necessário avaliar e mensurar esses efeitos. Por meio de análise numérica no software comercial de elementos finitos ABAQUS foi realizado um amplo estudo paramétrico considerando 18 geometrias distintas, diferentes classes de resistência para o aço e análises em ambos os eixos de inércia do perfil, além disso, foram consideradas as imperfeições iniciais geométricas. Por meio de 144 modelos em elementos finitos foi possível avaliar o comportamento dos perfis submetidos à compressão axial e comparar os resultados com os principais procedimentos normativos (NBR 8800, NBR 16239, AISC 360, Eurocode 4, GB 50936) para a capacidade resistente deste tipo de estrutura. Os resultados evidenciaram a eficácia do preenchimento de concreto na prevenção de instabilidades que ocorriam precocemente nos perfis tubulares vazados, além de aumentar a capacidade de carga dessas estruturas em 263,8%, na média. Os ganhos devido ao preenchimento em concreto C50 foram mais significativos para os perfis de aço S355 e de maior esbeltez relativa (D/t). Entre os procedimentos normativos avaliados, a NBR 16239 mostrou-se a mais precisa na estimativa da carga última, enquanto a curva de flambagem da GB 50936 apresentou-se como a mais adequada para pilares preenchidos de concreto.

Palavras-chave: Perfis Alveolares; Pilares Mistos Preenchidos de Concreto; Instabilidade; Confinamento; Elementos Finitos.

ABSTRACT

Alveolar profiles manufactured from a single cut in the web make it possible to produce higher profiles with a better strength-to-weight ratio compared to the original profiles. Concrete-filled tubular structures also have advantages from a mechanical and constructive point of view. Thus, the present study performs a structural analysis of steel profiles with web openings and high-strength concrete-filled tubular flanges subjected to axial compressive loads. Structures of greater slenderness tend to suffer instabilities, concrete-filled tends to delay these instabilities, however it is necessary to evaluate and measure these effects. Through numerical analysis in the finite element software ABAQUS, an extensive parametric study was conducted considering 18 different geometries, different strength classes of steel were considered, and analyses were conducted on both axes of inertia of the profile. In addition, initial geometric imperfections were considered. By means of 144 finite element models, it was possible to evaluate the behavior of the profiles subjected to axial compression and to compare the results with the main standard procedures (NBR 8800, NBR 16239, AISC 360, Eurocode 4, GB 50936) to bearing capacity of this type of structure. The results highlighted the effectiveness of concrete-filled in preventing early instabilities in hollow tubular sections, as well as increasing the load capacity of these structures by an average of 263.8%. The gains achieved with C50 concrete were more significant for S355 steel profiles and those with higher relative slenderness (D/t). Among the evaluated design standards, NBR 16239 proved to be the most accurate in predicting ultimate load, while the buckling curve of GB 50936 was found to be the most suitable for concrete-filled columns.

Keywords: Alveolar profiles; Concrete-Filled Steel Tubular Columns; Instability; Confinement; Finite elements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Perfis de aço com flanges tubulares e aberturas na alma.....	18
Figura 1.2 - Fluxograma da metodologia a ser empregada	21
Figura 2.1 - Utilização do CFST em pontes	22
Figura 2.2 - Canton Tower (Guangzhou, China)	23
Figura 2.3 - Tipos de seções transversais	24
Figura 2.4 - Uso de perfis tubulares preenchidos em vigas: a) Perfil de aço com aberturas circulares e flanges preenchidas por concreto e b) Shopping Vasco da Gama (Lisboa, Portugal)	24
Figura 2.5 - Formas de introdução do carregamento.....	25
Figura 2.6 - Distribuição de tensões em função da deformação axial	27
Figura 2.7 - Efeito do confinamento em diferentes seções.....	29
Figura 2.8 - Modos de falha observados.....	30
Figura 2.9 - Modos de falha típicos: a) cisalhamento e b) esmagamento	31
Figura 2.10 - Ruptura do concreto.....	31
Figura 2.11 - Instabilidade em pilares esbeltos	32
Figura 2.12 - Gráfico Carga x Deslocamento - Instabilidade bifurcacional	33
Figura 2.13 - Gráfico Carga x Deslocamento - Instabilidade por snap-through	34
Figura 2.14 - Mecanismo de Vierendeel.....	35
Figura 2.15 - Flambagem no montante da alma	36
Figura 2.16 - Flambagem lateral com torção e Distorção da Alma.....	36
Figura 2.17 - Curva de Gauss para resistência compressiva do concreto.....	41
Figura 2.18 - Diagrama σ x ϵ idealizado para o concreto à compressão	42
Figura 2.19 - Função do potencial plástico no plano meridional	43
Figura 2.20 - Plano desviador da superfície de falha para o modelo CDP.....	46
Figura 2.21 - Diagramas de tensão-deformação.....	47
Figura 2.22 - Modelo constitutivo de Tao, Wang e Yu (2013).....	49
Figura 2.23 - Modelo constitutivo de Han, Yan e Tao (2007)	51
Figura 2.24 - Curva tensão deformação do aço	55
Figura 3.1 - Esquema geral dos ensaios de Han (2002)	65
Figura 3.2 - Instrumentação dos ensaios por Oliveira et al. (2009).....	67

Figura 3.3 - Set-up dos ensaios de Zhou, Sun e Wu (2018), dimensões em milímetros	68
Figura 3.4 - Malha de elementos proposta por Ji et al. (2018)	69
Figura 3.5 - Configuração dos testes de Ji et al. (2021)	69
Figura 3.6 - Perfis estudados por Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021), dimensões em milímetros	70
Figura 3.7 - Configuração do ensaio de Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021)	71
Figura 3.8 - Nomenclatura para os perfis criados	72
Figura 3.9 - Dimensões do perfil com aberturas	73
Figura 3.10 - Perfis propostos para o Estudo Paramétrico	73
Figura 3.11 - Fluxograma para as variáveis do estudo paramétrico	74
Figura 3.12 - Condições de Contorno	78
Figura 3.13 - Propriedades de contato	78
Figura 3.14 - Gráficos de sensibilidade do modelo a propriedades de contato	79
Figura 3.15 - Gráfico do teste de convergência de malha	80
Figura 3.16 - Malha de Elementos Finitos	81
Figura 4.1 - Comparativo entre os modelos constitutivos para C140	82
Figura 4.2 - Calibração dos apoios ($k \cdot 10^5$)	83
Figura 4.3 - Sensibilidade dos modelos a imperfeição inicial e ao dano	84
Figura 4.4 - Curvas obtidas no estudo de validação – parte 1	84
Figura 4.5 - Curvas obtidas no estudo de validação – parte 2	85
Figura 4.6 - Falha por instabilidade local observado por Han (2002)	87
Figura 4.7 - Falha por cisalhamento observado por Zhou, Sun e Wu (2018)	87
Figura 4.8 - Falha por cisalhamento observado por Ji <i>et al.</i> (2021)	88
Figura 4.9 - Instabilidade global observado por Ji <i>et al.</i> (2018)	88
Figura 4.10 - Instabilidade global observado por Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021)	89
Figura 4.11 - Comparação dos perfis tubulares preenchidos vs vazados	90
Figura 4.12 - Configurações deformadas dos modelos	91
Figura 4.13 - Cargas obtidas para S355	92
Figura 4.14 - Cargas obtidas para S460	93
Figura 4.15 - Influência da classe de resistência dos materiais	94
Figura 4.16 - Influência do diâmetro do tubo na capacidade de carga	95
Figura 4.17 - Influência da esbeltez na capacidade de carga para análise UR2	96

Figura 4.18 - Influência da esbeltez na capacidade de carga para análise UR1	96
Figura 4.19 - Influência do fator de confinamento na capacidade resistente	97
Figura 4.20 - Efeito de confinamento ao longo da seção de concreto	98
Figura 4.21 - Dano no concreto	99
Figura 4.22 - Tensões no perfil de aço S355 e modo de falha do modelo D1T2L1	99
Figura 4.23 – Curvas carga - deslocamento e fatores de confinamento para modelos S355 em menor eixo de inércia (UR1)	100
Figura 4.24 – Curvas carga - deslocamento e fatores de confinamento para modelos S460 em menor eixo de inércia (UR1)	101
Figura 4.25 – Curvas carga - deslocamento e fatores de confinamento para modelos S355 em maior eixo de inércia (UR2)	101
Figura 4.26 – Curvas carga - deslocamento e fatores de confinamento para modelos S460 em maior eixo de inércia (UR2)	102
Figura 4.27 – Modos de falha observados nas análises em UR1 para perfis compactos	103
Figura 4.28 – Modos de falha observados nas análises em UR1 para perfis esbeltos	104
Figura 4.29 – Modos de falha observados nas análises em UR2 para perfis compactos	106
Figura 4.30 – Modos de falha observados nas análises em UR2 para perfis esbeltos	107
Figura 4.31 – Curvas carga - deslocamento e Índices de ductilidade (DI).....	110
Figura 4.32 – Aumento percentual devido ao preenchimento de concreto C50.....	115
Figura 4.33 – Carga última em função do parâmetro DI.....	116
Figura 4.34 – Carga última em função do parâmetro SI	117
Figura 4.35 – Aumento percentual da carga em função dos parâmetros de desempenho	117
Figura 4.36 - DI em função dos parâmetros λ , D/t e ξ	118
Figura 4.37 - SI em função dos parâmetros λ , D/t e ξ	118
Figura 4.38 - Comparação com procedimentos normativos em função da esbeltez	119
Figura 4.39 - Comparação dos resultados para os perfis de aço S355 e S460 com as curvas de flambagem dos procedimentos normativos	120
Figura 4.40 - Comparação com procedimentos analíticos em função da esbeltez para os modelos C50S355 e C50S460.....	121
Figura 4.41 - Comparação com procedimentos analíticos para os modelos C50S355 e C50S460 em ambos os eixos de inércia analisados.....	122
Figura 4.42 - Comparação do procedimento da norma EC4 considerando o coeficiente relacionado ao confinamento (n_c)	123

Figura 4.43 - Comparação dos resultados para os modelos C50S355 e C50S460 com as curvas de flambagem dos procedimentos normativos	124
---	-----

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Formulações normativas para o módulo de elasticidade	39
Tabela 2.2 - Módulo de elasticidade do concreto segundo a norma GB 50010	39
Tabela 2.3 - Parâmetros para o CDP	43
Tabela 2.4 - Valores máximos permitidos para influência da flambagem local	58
Tabela 2.5 - Limites normativos	63
Tabela 3.1 - Parâmetros do Estudo de Validação	72
Tabela 3.2 - Dimensões dos perfis propostos	74
Tabela 3.3 - Propriedades geométricas dos perfis	75
Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas dos materiais para o estudo paramétrico	76
Tabela 3.5 - Parâmetros CDP e relação constitutiva	76
Tabela 3.6 - Propriedades para os perfis de aço inseridas no programa	77
Tabela 3.7 - Tamanho dos elementos da malha	81
Tabela 4.1 - Resultados para os diferentes modelos constitutivos	82
Tabela 4.2 - Resultados do estudo de validação	86
Tabela 4.3 - Modos de falha (menor eixo de inércia UR1)	102
Tabela 4.4 - Modos de falha (maior eixo de inércia UR2)	104
Tabela 4.5 - Parâmetros de desempenho (menor eixo de inércia UR1)	107
Tabela 4.6 - Parâmetros de desempenho (maior eixo de inércia UR2)	108

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

AISC – American Institute of Steel Construction

ACI - American Concrete Institute

CDP – Concrete Damaged Plasticity

CFST – Concrete-Filled Steel Tubular

CFDST – Concrete-Filled Double skin Steel Tubular

DI – Ductility index

SI – Strength index

EC4 – Eurocode 4

EN – European Standard

GB – Chinese Standard

MEF - Método dos Elementos Finitos

NBR - Norma Brasileira

NLF - Não Linearidade Física

NLG - Não Linearidade Geométrica

PMPC - Pilar Misto Preenchido de Concreto

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	: Área da seção transversal do concreto
A_s	: Área da seção transversal do perfil de aço
B	: Largura do pilar misto de seção quadrada
D	: Diâmetro do perfil tubular de aço
d_c	: Dano à compressão
d_t	: Dano à tração
$d_{máx}$	: Granulometria máxima do agregado graúdo
E_s	: Módulo de elasticidade do aço
E_c	: Módulo de elasticidade do concreto
E_{cm}	: Módulo de elasticidade médio do concreto
E_{cs}	: Módulo de elasticidade secante
E_0	: Módulo de elasticidade inicial
$(EI)_e$	: Rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista
f_B	: Tensão de confinamento
f_{b0}/f_{c0}	: Relação entre resistências equibiaxial
f_c	: Resistência à compressão simples
f_{cd}	: Resistência de cálculo
f_{ck}	: Resistência característica do concreto à compressão
f_{cm}	: Resistência média do concreto à compressão
f_{cr}	: Resistência crítica de flambagem
f_r	: Tensão residual
f_u	: Resistência final do aço
f_y	: Resistência ao escoamento do aço
G_F	: Energia de fratura do concreto
I_s	: Momento de inércia da seção transversal do perfil de aço
I_c	: Momento de inércia da seção transversal do concreto
K_C	: Fator de forma
KL	: Comprimento de flambagem do pilar
L_e	: Comprimento efetivo do pilar misto
N_{cr}	: Carga crítica elástica

- $N_{pl,Rd}$: Resistência à plastificação da seção
- N_{Rd} : Força axial resistente de cálculo à compressão
- N_{Rk} : Força axial resistente característica à compressão
- N_e : Força axial de flambagem elástica
- N_p : Força axial de compressão resistente à plastificação total
- N_u : Carga última obtida numericamente
- λ_0 : Índice de esbeltez reduzido
- t : Espessura do perfil tubular de aço
- α_E : Parâmetro relacionado à natureza do agregado empregado no concreto
- α : Coeficiente de redução para pilares mistos de seção retangular
- δ : Fator de contribuição do aço
- ε : Deformação axial
- ε_{cc} : Deformação pico para o concreto confinado
- ε^{pl} : Deformação axial plástica
- ε^{el} : Deformação axial elástica
- ξ : Fator de confinamento
- η : Coeficiente de confinamento
- φ : Coeficiente de fluência do concreto
- ρ : Densidade do concreto
- ψ : Ângulo de dilatação do material
- ϵ : Excentricidade
- σ : Tensão
- σ_b/σ_c : Relação das tensões de escoamento compressivas biaxial para uniaxial
- μ : Parâmetro de viscosidade
- χ : Fator de redução associado à resistência à compressão

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	17
1.1. JUSTIFICATIVA	19
1.2. OBJETIVOS.....	20
1.2.1. Objetivo geral	20
1.2.2. Objetivos específicos.....	20
1.3. METODOLOGIA.....	20
2. REVISÃO DA LITERATURA.....	22
2.1. ESTRUTURAS TUBULARES DE AÇO PREENCHIDAS DE CONCRETO	22
2.1.1 Influência da Forma de Introdução das Cargas	25
2.1.2. Efeito do Confinamento	27
2.1.3. Modos de Falha	30
2.2. FENÔMENOS DE INSTABILIDADES EM PERFIS METÁLICOS.....	32
2.2.1. Modos de Falha e Instabilidades em Perfis Alveolares	34
2.2.2. Instabilidade Distorcional da Alma	37
2.2.3. Ruptura na Região da Solda	37
2.3. FUNDAMENTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA DO CONCRETO	38
2.3.1. Comportamento na Compressão Axial	40
2.3.2. Modelo de Dano Plástico.....	42
2.3.3. Modelo de Tao, Wang e Yu (2013)	48
2.3.4. Modelo de Han, Yao e Tao (2007).....	50
2.3.5. Modelo de Lin e Zhao (2019).....	52
2.4. PARÂMETROS NUMÉRICOS PARA O AÇO ESTRUTURAL.....	53
2.4.1. Imperfeições Iniciais.....	55
2.5. PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO ANALÍTICO	56

2.5.1. ABNT NBR 8800 (2024) e NBR 16239 (2013).....	56
2.5.2. EUROCODE 4	58
2.5.3. GB 50936.....	60
2.5.4. AISC 360	61
2.5.6. Comparativo Entre as Normas.....	63
3. METODOLOGIA.....	64
3.1. PROCEDIMENTO MEDOTOLÓGICO	64
3.2. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	64
3.2.1. Han (2002).....	65
3.2.2. Oliveira <i>et al.</i> (2009b)	66
3.2.3. Zhou, Sun e Wu (2018).....	67
3.2.4. Ji <i>et al.</i> (2018).....	68
3.2.5. Ji <i>et al.</i> (2021).....	69
3.2.6. Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021)	70
3.3. ESTUDO PARAMÉTRICO	72
3.3.1. Modelos Constitutivos.....	75
3.3.2. Propriedades de Contato, Condições de Contorno e Malha de Elementos	77
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	82
4.1. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	82
4.2. ESTUDO PARAMÉTRICO	89
4.2.1. Influência da Espessura na Capacidade de Carga	93
4.2.2. Influência do diâmetro na capacidade de carga.....	94
4.2.3. Efeitos da Esbeltez Relativa e Global.....	95
4.2.4. Efeitos de Confinamento	97
4.2.5. Modos de Falha	102
4.2.6. Parâmetros de Desempenho.....	108

4.3 PROCEDIMENTOS NORMATIVOS	119
4.3.1 Perfis de Aço Alveolares com Flanges Tubulares	119
4.3.2 Perfis de Aço Alveolares com Flanges Tubulares preenchidos de Concreto....	121
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	125
5.1 CONCLUSÕES	125
5.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	127
REFERÊNCIAS	128

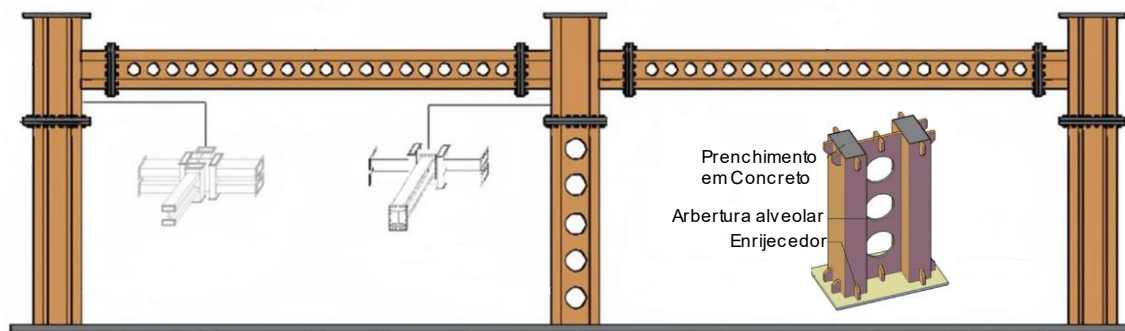
1. INTRODUÇÃO

As estruturas tubulares em aço e concreto têm sido objeto de intensa pesquisa científica nos últimos anos, tendo como principal objetivo aprimorar as técnicas de projeto e construção desses sistemas estruturais. Diversos estudos abordam aspectos como o comportamento mecânico, estabilidade, resistência ao fogo e sismos destas estruturas, visando a redução de custos, aumento da eficiência estrutural e a sustentabilidade, por meio da otimização de projetos (Shanmugam; Lakshmi, 2001; Han; Lam; Nethercot, 2018; Kamil; Liang; Hadi, 2019; Rodrigues *et al.*, 2020; Romero *et al.*, 2020; Li *et al.*, 2022; Zhong; Zhao, 2022; Fang *et al.*, 2023; Gao *et al.*, 2023; Liu; Wang; Yuan, 2022).

Essas estruturas tubulares de aço, preenchidas com concreto, são denominadas de *concrete-filled steel tubular* (CFST) e têm desempenhado um papel significativo em projetos de construção devido à sua eficiência. O uso do CFST como flanges em perfis, contribui para uma tendência de construção industrializada, eliminando a utilização de formas e cimbramento, além de proporcionar maior agilidade e praticidade (Han, 2024).

A utilização do CFST permite ao elemento estrutural se beneficiar de um considerável encruamento, além de uma elevada plasticidade, isto é a capacidade da estrutura deformar-se além do regime elástico linear (Han; Li; Bjorhovde, 2014). Além disso, o CFST apresenta alta resistência mecânica, boa ductilidade e durabilidade, alta resistência ao fogo, sendo favorável do ponto de vista prático da construção (Han; Lam; Nethercot, 2018).

Dentro das estruturas tubulares de aço e concreto, se tem o uso de perfis de aço com flanges tubulares, preenchidas com concreto, e aberturas na alma, conforme Figura 1.1. Esse tipo de perfil se apresenta como uma inovação, com propriedades mecânicas melhoradas, menor uso de matérias-primas e menor peso próprio, além de seu apelo estético e à possibilidade de passagem de instalações prediais por meio das aberturas. A presença de aberturas na alma e o preenchimento dos flanges tubulares com concreto introduzem complexidades estruturais consideráveis. Considerando o processo de fabricação característico, as estruturas em análise exibem um maior momento de inércia no eixo de flexão quando comparadas aos perfis de aço de origem (Ferreira; Rossi; Martins, 2019; Panedpojaman; Sae-Long; Thepchatri, 2021; Oliveira *et al.*, 2022).

Figura 1.1 – Perfis de aço com flanges tubulares e aberturas na alma

Fonte: Adaptado de Ji *et al.* (2021).

Essa particularidade decorre do substancial aumento na altura final do perfil durante o processo de fabricação. Além disso, há uma variedade de benefícios associados ao uso dessas estruturas, entre os quais se destacam a redução significativa do peso próprio e a estética leve inerente a esses elementos (Ferreira; Rossi; Martins, 2019).

A utilização dessas estruturas também proporciona vantagens adicionais, notadamente quando combinadas com materiais como o concreto de alta resistência. A associação de perfis alveolares a concreto de alta resistência resulta em benefícios em relação aos aspectos arquitetônicos, mecânicos e à durabilidade das edificações. Essa sinergia contribui de maneira significativa para a segurança, eficiência e sustentabilidade dos projetos de engenharia, consolidando-se como um avanço relevante no âmbito da construção civil.

Por outro lado, observa-se uma carência de estudos sobre o comportamento de falha global em elementos alveolares, especialmente ao se considerar flanges preenchidos com concreto. Embora existam referências para o cálculo de perfis alveolares, as pesquisas sobre o comportamento desses perfis sob compressão axial ou sob combinações de cargas com flexão são bastante limitadas. A compressão axial é uma condição crítica em muitas estruturas, e, portanto, compreender como as aberturas na alma e os flanges tubulares preenchidos influenciam a capacidade de carga é essencial para garantir a segurança estrutural. A avaliação numérica do comportamento desses perfis contribui para otimizar o uso de materiais, reduzindo o impacto ambiental e aumentando a eficiência dos projetos.

Com objetivo de elucidar aspectos ainda não explorados em análises estruturais e contribuir para a compreensão do comportamento mecânico desses elementos, foram realizadas simulações no software ABAQUS® 6.14. Este pacote computacional permite investigar o comportamento de estabilidade e a condição última das estruturas, considerando as não linearidades física e geométrica. Os resultados numéricos obtidos possibilitaram comparações com os procedimentos normativos.

1.1. JUSTIFICATIVA

A escolha de avaliar a compressão axial em estruturas tubulares mistas de aço e concreto de alta resistência, com a associação de perfis alveolares a estruturas tubulares preenchidas, é respaldada por uma série de considerações teóricas e práticas encontradas na literatura.

Em primeiro lugar, a utilização de perfis alveolares permite uma redução significativa do peso estrutural e exibem um maior momento de inércia no eixo de flexão quando comparadas aos perfis de aço de origem, conforme apontado por Ferreira, Rossi e Martins (2019), Panedpojaman, Sae-Long e Thepchatri, (2021) e Oliveira *et al.* (2022). Esses autores mostram que a geometria alveolar pode aumentar a eficiência material, uma vez que o material é distribuído de maneira mais eficiente, melhorando o desempenho sob esforços de flexão.

Além disso, a combinação de aço e concreto em estruturas tubulares proporciona uma sinergia de propriedades mecânicas. Essa colaboração entre os materiais é maximizada ao integrar perfis alveolares, que podem melhorar a distribuição de tensões e aumentar a capacidade de carga, conforme discutido por Ji *et al.* (2021, 2022a, 2022b e 2022c).

A literatura também indica que estruturas tubulares preenchidas são mais eficazes em resistir a instabilidades e deformações, como destacado por Han (2024). A combinação de elementos alveolares com estruturas tubulares preenchidas pode levar a um desempenho superior em situações de carga axial, minimizando a deformação lateral e aumentando a estabilidade global da estrutura. Panedpojaman, Sae-Long e Thepchatri (2021) apontam uma carência de estudos envolvendo perfis alveolares sob carregamento axial avaliando sua esbeltez global, sobretudo com flanges tubulares, apenas os estudos de Ji *et al.* (2018, 2021, 2022a, 2022b, 2022c) são encontrados.

Por fim, a utilização de estruturas mistas e análises numéricas são cada vez mais relevantes na engenharia civil contemporânea, principalmente com a demanda por soluções sustentáveis e otimizadas. As metodologias de modelagem e simulação numérica permitem uma avaliação precisa do comportamento estrutural sob diferentes condições de carga. A hipótese é que a associação de perfis alveolares a estruturas tubulares preenchidas melhora o desempenho mecânico e ainda está alinhada com as tendências atuais de eficiência e sustentabilidade na construção civil. Além disso, a geometria proposta neste trabalho é pouco explorada na literatura.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo geral

O objetivo geral do trabalho é avaliar numericamente perfis de aço com aberturas na alma e flanges tubulares preenchidas de concreto de alta resistência sob compressão axial.

1.2.2. Objetivos específicos

O estudo paramétrico envolve perfis de aço com aberturas na alma e flanges tubulares preenchidos de concreto através de análises numéricas simulando ensaios de compressão axial, analisando as propriedades geométricas dos perfis e os efeitos da não linearidade física e geométrica. Assim, os objetivos específicos do trabalho tornam-se:

- Investigar e empregar os modelos constitutivos mais adequados ao problema de modelagem;
- Validar o modelo numérico elaborado;
- Fazer estudo paramétrico e avaliar as variáveis como: configurações geométricas, propriedades mecânicas dos materiais e parâmetros de desempenho.
- Avaliar modelos analíticos e normativos de cálculo para pilares preenchidos;
- Realizar análise comparativa entre os modelos de cálculo e os resultados do modelo numérico;

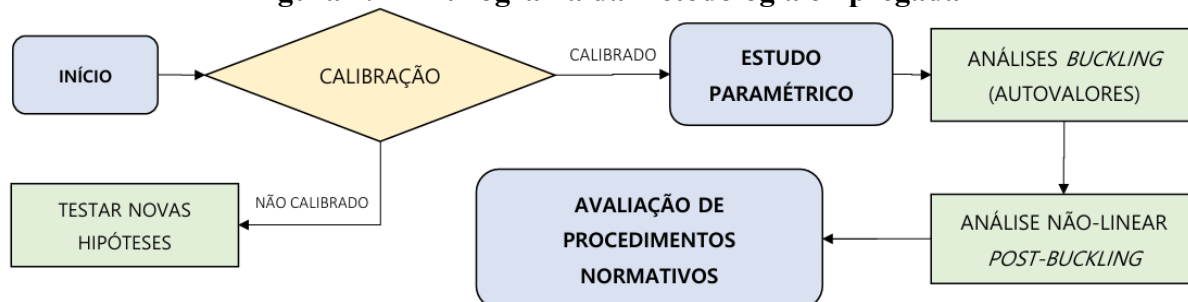
1.3. METODOLOGIA

Este estudo realiza uma análise estrutural de perfis de aço com aberturas na alma e flanges tubulares preenchidos com concreto de alta resistência. A pesquisa visa compreender o comportamento desses perfis sob compressão axial. A amostra inclui 18 perfis com geometrias variadas, considerando espessuras de tubos e da alma, diâmetro dos tubos, comprimento dos perfis e classes de resistência do aço. As análises foram conduzidas no software de elementos finitos ABAQUS® 6.14 (ABAQUS, 2014).

O fluxograma das etapas realizadas no estudo é apresentado na Figura 1.2. Foram conduzidas análises numéricas para simular ensaios reais, com o propósito de validar o modelo numérico. Para isso, foram selecionados experimentos representativos disponíveis na literatura.

Na etapa do estudo paramétrico, duas fases foram realizadas: análise de estabilidade elástica e análise não linear inelástica, levando em consideração imperfeições.

Figura 1.2 - Fluxograma da metodologia empregada



Fonte: Autor (2024).

A análise de estabilidade elástica foi realizada pelo método de perturbação linear *buckle*, permitindo estimar a carga crítica de flambagem (ponto de bifurcação) por meio dos autovalores e autovetores. Na segunda etapa, avaliou-se a capacidade última dessa estrutura por meio de análises de pós-flambagem que consideraram as não linearidades física e geométrica. Para a análise não linear inelástica, incluíram-se as imperfeições iniciais do modelo, onde as imperfeições geométricas foram representadas utilizando a forma deformada (autovetor) obtida na análise de estabilidade elástica, servindo como modelo inicial para a análise de pós-flambagem. Para a análise de dados, os resultados numéricos foram comparados com os procedimentos normativos disponíveis para calcular a capacidade resistente, possibilitando a identificação de possíveis adaptações e metodologias de cálculo que poderiam ser mais eficientes em comparação com os métodos existentes.

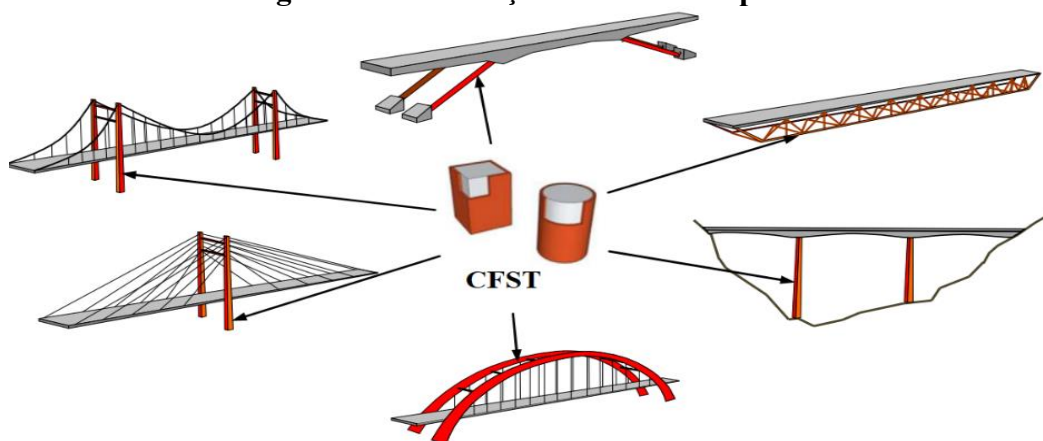
2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1. ESTRUTURAS TUBULARES DE AÇO PREENCHIDAS DE CONCRETO

O termo pilar misto refere-se a qualquer elemento de aço e concreto em que ambos os materiais resistem a uma carga de compressão. Há uma grande variedade de tipos de pilares mistos, sendo os mais comumente empregados os formados por seções tubulares e aqueles compostos de perfis I (Dabaon; El-Boghdadi; Hassanein, 2009). Segundo Elyoussef, Elgriw e Abed (2019), pilares mistos são amplamente empregados em diversas aplicações, especialmente em grandes edifícios e obras de arte. Eles também podem ser utilizados em estruturas resistentes a sismos, estruturas de pontes sujeitas a impactos do tráfego e como estacas (Shanmugam; Lakshmi, 2001). As estruturas tubulares em aço preenchidas com concreto correspondem muito bem às altas cargas de compressão axial, se apresentando como uma solução bastante adequada para elementos estruturais solicitados a esses esforços.

Wang *et al.* (2017), relata que nas últimas duas décadas, mais de 300 pontes em arco (vão máximo alcançado de 530 metros) empregaram o CFST (Figura 2.1). Em comparação com os arcos de concreto armado, as pontes em arco de CFST mostram grande vantagem na simplificação de etapas construtivas, pois o tubo de aço (paredes finas) serve como forma, e os diâmetros externos, em sua maioria, alcançam entre 600 e 900 milímetros. Além disso, os tubos de aço possuem peso relativamente mais leve, facilitando a montagem de arcos, pontes e viadutos, e após serem preenchidos com concreto passam a resistir às cargas de serviço (Zhao; Han; Lu, 2010).

Figura 2.1 - Utilização do CFST em pontes



Fonte: Adaptado de Han, Li e Bjorhovde (2014).

Uma obra ícone que utilizou pilares mistos preenchidos é a Canton Tower (Figura 2.2), o edifício possui uma altura de 610 m e está localizada próxima a bacia de ciclones tropicais mais ativa do planeta. Dessa maneira, importantes análises por meio de elementos finitos e testes em túneis de vento foram empregadas para estudar o efeito da ação do vento nessa estrutura. A torre conta ainda com um sofisticado sistema de monitoramento com cerca de 700 sensores implantados pela Universidade Politécnica de Hong Kong (Guo *et al.*, 2012).

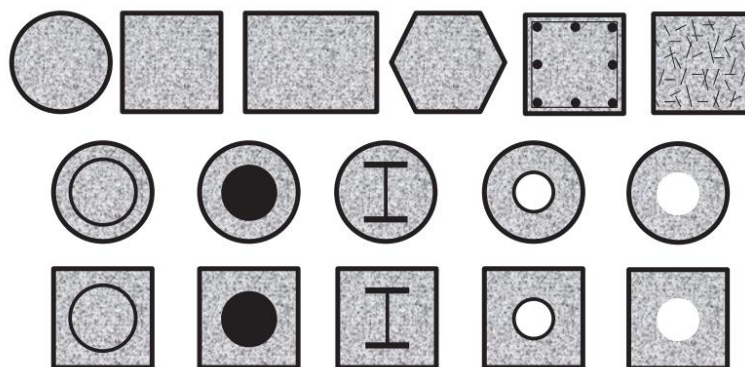
Figura 2.2 - Canton Tower (Guangzhou, China)



Fonte: Romero *et al.* (2020).

Segundo Nardin e El Debs (2007), provavelmente já se teve o uso de pilares mistos preenchidos no Brasil como parte de sistemas estruturais de alguns edifícios, mas o acesso a tais informações é restrito e esse sistema construtivo ainda não é amplamente empregado no país.

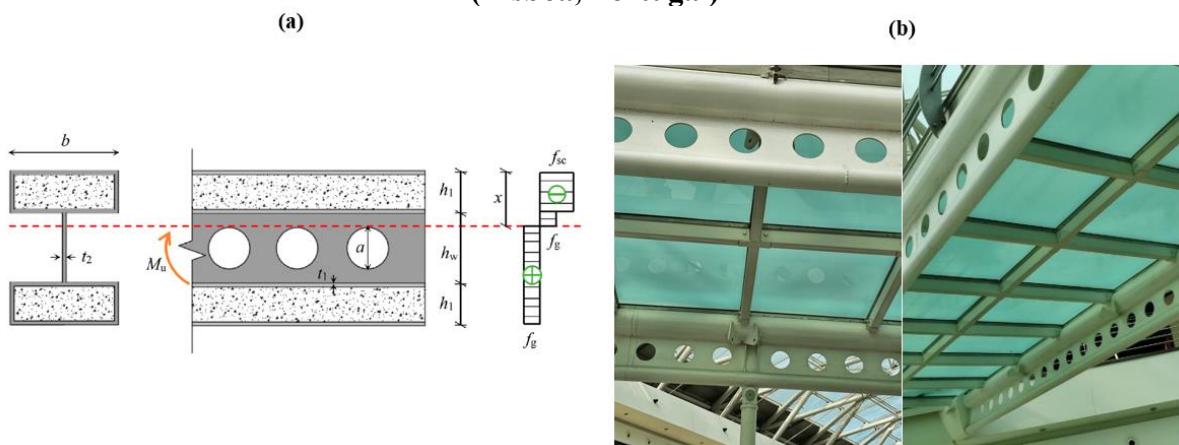
Os pilares mistos preenchidos de concreto (PMPC) ou CFST podem possuir diversos formatos (Figura 2.3), sendo seções circulares, quadradas e retangulares frequentemente utilizadas, mas também é possível utilizar seções poligonais ou elípticas, dependendo das necessidades arquitetônicas e funcionais. Além disso, o núcleo de concreto pode ser reforçado por fibras ou barras de aço para melhorar a ductilidade e resistência ao fogo do pilar. Por conveniência, os reforços podem ser substituídos por um tubo de aço interno que pode proporcionar maior confinamento ao núcleo de concreto e maior rigidez à flexão com menos material (Liew; Xiong; Xiong, 2016).

Figura 2.3 - Tipos de seções transversais

Fonte: Liew, Xiong e Xiong (2016).

O comportamento desses elementos à flexão também é encontrado na literatura (Ji *et al.*, 2022a; Khalaf; Abed; Alhoubi, 2023), especialmente quando afastados do centro de gravidade da peça formando uma seção dupla e fornecendo maior momento de inércia. Estruturas tubulares preenchidas de concreto também podem ser empregadas como vigas, quando associados a outros tipos de perfis (Figura 2.4).

Figura 2.4 - Uso de perfis tubulares preenchidos em vigas: a) Perfil de aço com aberturas circulares e flanges preenchidas por concreto e b) Shopping Vasco da Gama (Lisboa, Portugal)



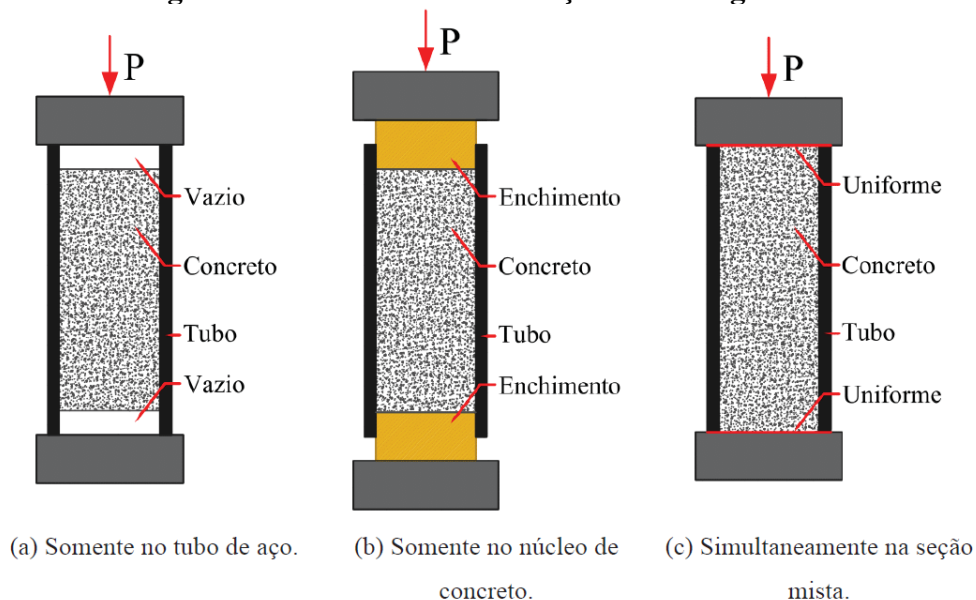
Fonte: (a) Ji *et al.* (2022a) e (b) Autor (2024).

As tipologias de pilares mistos preenchidos supracitadas têm sido intensamente estudadas, entretanto geometrias como os perfis alveolares com flanges tubulares (Figura 2.4) não são comuns, existindo poucos estudos no meio científico. Destaca-se o estudo de Ji *et al.* (2021), como precursor na pesquisa a respeito de perfis alveolares com flanges tubulares.

2.1.1 Influência da Forma de Introdução das Cargas

A configuração de ligação do pilar misto com o restante da estrutura está relacionada com a variação na condição de carregamento. Especificamente, a ligação pilar-viga ou pilar-pilar pode alterar os estados de confinamento do núcleo de concreto, dependendo do modelo de mobilização das seções componentes (Nardin; El Debs, 2007; Oliveira *et al.*, 2009b; Santini; Ramires, 2021). A Figura 2.5 apresenta as três situações básicas de introdução de carga em um pilar misto.

Figura 2.5 - Formas de introdução do carregamento



Fonte: Adaptado de Oliveira (2008).

Na primeira situação de carregamento (Figura 2.5a), a carga é aplicada somente no tubo de aço, na segunda (Figura 2.5b), somente no núcleo de concreto, e na terceira (Figura 2.5c), na seção mista. Essas situações são suficientes para explicar como os materiais se comportam diante de variações na aplicação de carga. A alteração na condição de carregamento pode afetar os estados de confinamento do núcleo de concreto, e o efeito de confinamento depende do modelo de mobilização das seções componentes.

O'shea e Bridge (2000) identificaram maior grau de confinamento do núcleo de concreto quando a força axial é aplicada somente no núcleo, usando o tubo de aço apenas como uma restrição circunferencial à expansão radial do núcleo. Portolés *et al.* (2011) observaram o mesmo efeito. Em relação a estabilidade do pilar, uma combinação de instabilidade local do

tubo de aço e esmagamento do núcleo de concreto é observada quando apenas a seção de concreto é solicitada.

A aplicação do carregamento em toda a seção ou somente no núcleo de concreto não modifica significativamente o comportamento das relações tensão-deformação, mas altera a capacidade resistente (Oliveira *et al.*, 2009b). Os autores também constataram que a aplicação do carregamento em toda a seção ou somente no núcleo de concreto não afeta significativamente a relação tensão-deformação, mas altera a capacidade resistente.

A influência de imperfeições iniciais e geométricas também foram objeto de estudo de diversos autores. Ghasemian, Mortazavi e Schmidt (1999) analisaram modelos curvos com diferentes raios de curvatura e constataram que a capacidade de carga diminui à medida que a curvatura inicial aumenta, mas a ductilidade aumenta. Liao, Han e He (2011) mostraram que pilares curvos apresentam alta ductilidade, porém falham por instabilidade global, comportando-se de maneira similar a pilares mistos retos sob força axial excêntrica. Além disso, os modelos curvos sob força axial concêntrica apresentam resistência axial levemente superior aos modelos retos equivalentes sob força axial excêntrica.

Zeghiche e Chaoui (2005) indicaram que os deslocamentos são maiores em pilares com curvatura simples sob força axial excêntrica, intermediários em pilares sob força axial pura e menores em pilares com dupla curvatura sob força axial excêntrica. Além da introdução de excentricidade ao carregamento, também é possível notar a influência de pré-carregamentos.

No processo construtivo de edifícios de múltiplos pavimentos com pilares mistos, geralmente, o tubo de aço sem preenchimento de concreto é fixado à estrutura e, posteriormente, o concreto é bombeado na seção vazada do tubo de aço. Nesse processo, o tubo de aço é solicitado com o peso próprio da estrutura antes que o concreto tenha sua capacidade de carga, considerando inclusive o próprio peso do concreto não solidificado. A tensão inicial gerada pelo pré-carregamento pode gerar uma deformação inicial no tubo de aço, afetando sua capacidade de carga final (Santini; Ramires, 2021).

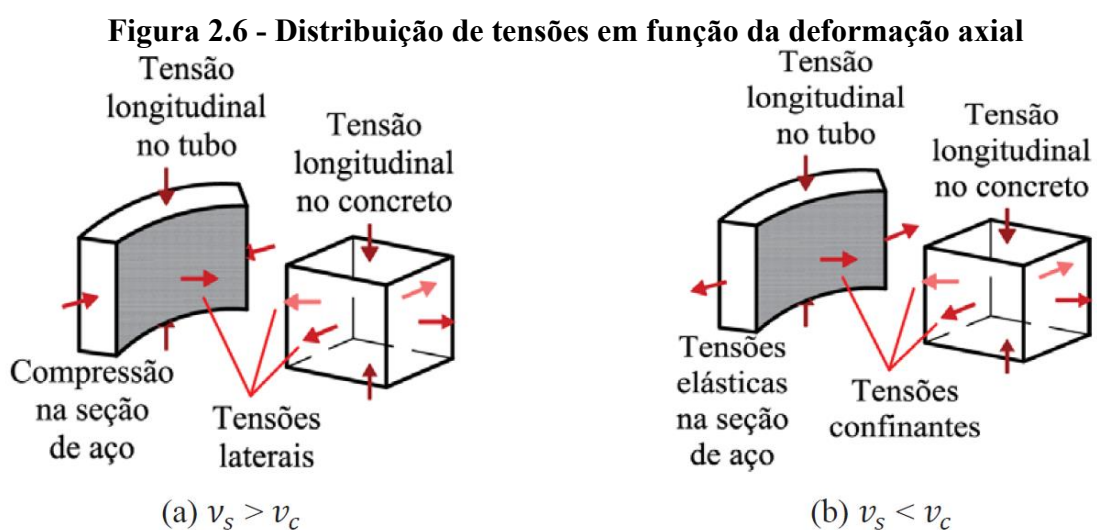
Estudos de Liew e Xiong (2009) indicaram que o efeito do pré-carregamento pode ser desconsiderado quando o índice de pré-carregamento for inferior a 0,2, mas quando o índice é superior a 0,6, há uma redução na capacidade resistente do pilar superior a 20%. Pilares pré-solicitados excêntrica geralmente possuem maior capacidade de carga, mas à medida que a taxa de excentricidade aumenta, essa diferença em relação a um pilar solicitando concentricamente diminui.

2.1.2. Efeito do Confinamento

Rodrigues *et al.* (2020), explica que os perfis tubulares preenchidos com concreto têm sua rigidez aumentada, pois o tubo de aço encontra-se mais afastado do centroide da seção transversal, aumentando sua inércia. O concreto no interior contribui para a formação de uma estrutura ideal para suportar cargas de compressão, podendo retardar ou impedir possíveis problemas de instabilidades locais do tubo de aço. Ademais, o confinamento lateral proporcionado pelo tubo, provoca um acréscimo significativo da resistência do pilar. Devido ao efeito de confinamento, a capacidade de resistência à compressão axial do pilar preenchido é maior do que a soma das resistências do tubo de aço ($A_s \cdot f_y$) e do núcleo de concreto ($A_c \cdot f_c$). Isso se deve às tensões geradas pelo confinamento (Oliveira *et al.*, 2009b).

O tubo de aço nesse sistema fornece confinamento ao núcleo de concreto, enquanto o preenchimento de concreto reduz a instabilidade local desses tubos. No regime elástico inicial, a deformação do concreto é relativamente pequena, provocando uma baixa pressão de confinamento (Elchalakani; Ayough; Yang, 2021).

Gardner e Jacobson (1967) explicam que na faixa inelástica, o coeficiente de Poisson não é constante, mas uma função da deformação axial. No estágio inicial de carregamento, o coeficiente de Poisson do concreto é menor que do aço, o que permite que o aço se expanda mais rapidamente na direção radial do que o concreto, sem restringi-lo, conforme esquematizado na Figura 2.6.



Fonte: Adaptado de Gardner e Jacobson (1967).

Com o aumento do carregamento, as paredes do tubo começam a restringir o núcleo de concreto e as tensões no aro de aço se tornam elásticas, levando à instabilidade local. Knowles e Park (1969) também observaram que, em altos níveis de deformação, o aumento de volume do concreto resulta em tensões laterais. Tomii, Yoshimura e Morishita (1977) indicou que o efeito de aderência é mais pronunciado em seções circulares de tubos, uma vez que em seções quadradas ocorre o dobramento das paredes, o que resulta em flexão e, conseqüentemente, não há tensões circunferenciais efetivas no aro do tubo.

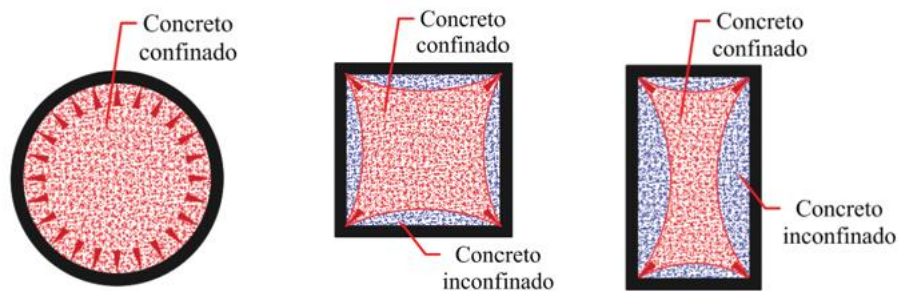
Knowles e Park (1969) propuseram um valor limite de 44 para a razão entre o comprimento efetivo e o raio de giro, isto é, o índice de esbeltez da seção, sendo esse valor aproximadamente 12 para a razão entre comprimento e o diâmetro da seção. Acima desses valores o confinamento do concreto não é efetivo. Bridge *et al.* (1995) concordaram com essa relação, porém propondo um valor igual a 15 para o índice de esbeltez.

Outros autores contemporâneos, Uy (2001a, 2001b) e Fujimoto *et al.* (2004) realizaram estudos experimentais para seções circulares e retangulares com aço de alta de resistência. Além disso, Uy (2001a, 2001b) investigou o efeito da instabilidade local devido a imperfeições geométricas e tensões residuais. O confinamento do núcleo de concreto é destacado como um dos fatores que influenciam a capacidade resistente à compressão axial do pilar preenchido.

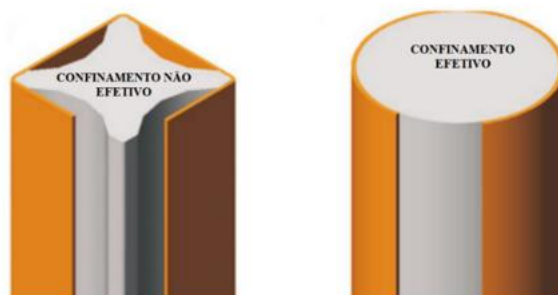
Quando a força aplicada na seção mista provoca tensões no concreto correspondentes à sua resistência uniaxial à compressão, o processo de microfissuração se intensifica, a expansão do concreto confinado atinge seu valor máximo e o tubo de aço passa a ser solicitado intensamente, confinando o concreto (Sakino *et al.*, 2004; Shanmugam; Lakshmi, 2001). No entanto, essa melhora na resistência não é tão pronunciada nos pilares de seção quadrada e retangular porque as partes planas do perfil não são rígidas o suficiente para resistir à pressão lateral do concreto em expansão, conforme representado na Figura 2.7.

De acordo com estudos de Zeghiche e Chaoui (2005) e Gupta, Sarda e Kumar (2007), a capacidade resistente do pilar misto e o confinamento do concreto diminuem à medida que o comprimento do pilar aumenta. Isso ocorre porque quanto mais esbelto o pilar, menores são as tensões de compressão na seção mista, podendo ocorrer instabilidade antes que haja mobilização do efeito de confinamento. Assim, pilares com relação comprimento sobre diâmetro elevada são mais suscetíveis à instabilidade do que à plastificação dos componentes da seção mista.

(a)



(b)

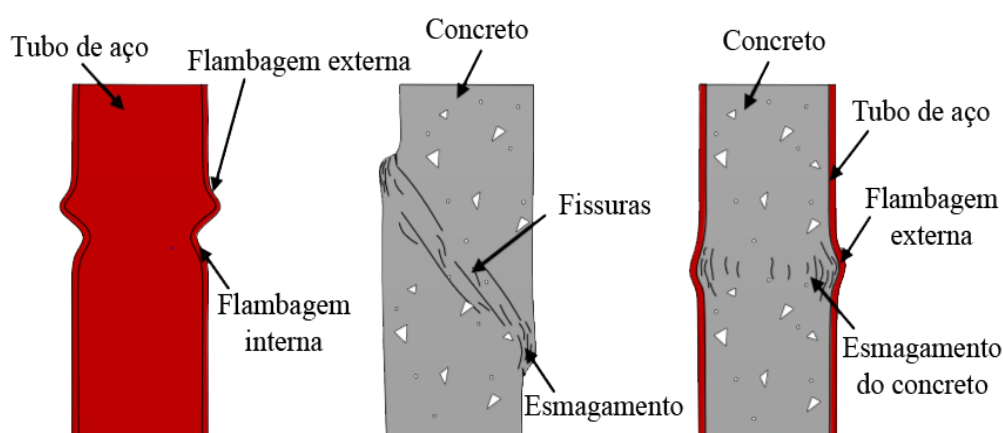


De maneira geral, os pesquisadores concluíram que as seções circulares apresentam confinamento mais efetivo que seções retangulares. Nesta situação, o núcleo de concreto é submetido a um estado de tensão triaxial, enquanto o tubo de aço está em um estado de tensão biaxial. As seções quadradas e retangulares ainda são preferíveis por projetistas por razões arquitetônicas, apesar do comportamento mecânico superior das seções circulares, a conveniência das ligações entre viga-pilar tornam as primeiras mais atrativas (Schneider; Aloustaz, 1998).

2.1.3. Modos de Falha

O confinamento do concreto é proporcionado pelo tubo de aço, enquanto a instabilidade local do tubo é melhorada devido ao suporte fornecido pelo núcleo resistente de concreto. Dessa maneira, os modos de falha estão relacionados ao esmagamento do concreto e ao escoamento do tubo de aço. A Figura 2.8 apresenta os modos de falha para pilares tubulares de aço, de concreto, e tubulares preenchidos de concreto.

Figura 2.8 - Modos de falha observados

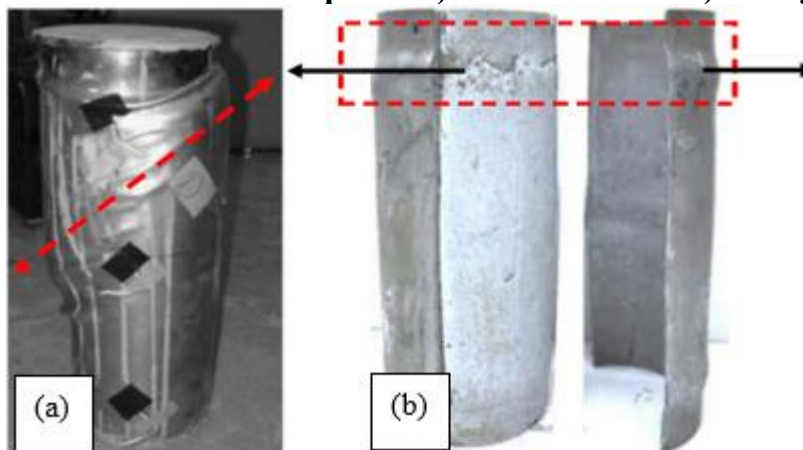


Fonte: Adaptado de Han, Li e Bjorhovde (2014).

Observa-se que para o tubo de aço, a flambagem externa e interna são possíveis, enquanto para o pilar apenas de concreto, a ruptura por cisalhamento é observada. Já nos tubos de aço preenchidos, apenas a flambagem externa é verificada, e há também um ganho de ductilidade para o concreto confinado, conforme explicado por Han, Lam e Nethercot (2018).

Segundo Elchalakani, Ayough e Yang (2021), são dois modos típicos de falha observados para pilares mistos preenchidos curtos e de seção circular: o primeiro seria a flambagem local em forma de espiral do tubo e falha por cisalhamento (deslizamento diagonal do concreto), conforme Figura 2.9(a); e o segundo modo seria a instabilidade local externa próxima aos apoios e/ou carregamentos com esmagamento do concreto adjacente, conhecido como *elephant's foot buckling*, mostrado na Figura 2.9(b). O primeiro modo de falha pode ocorrer em seções com relação diâmetro sobre espessura maior que 45 e taxa de aço menor que 3%.

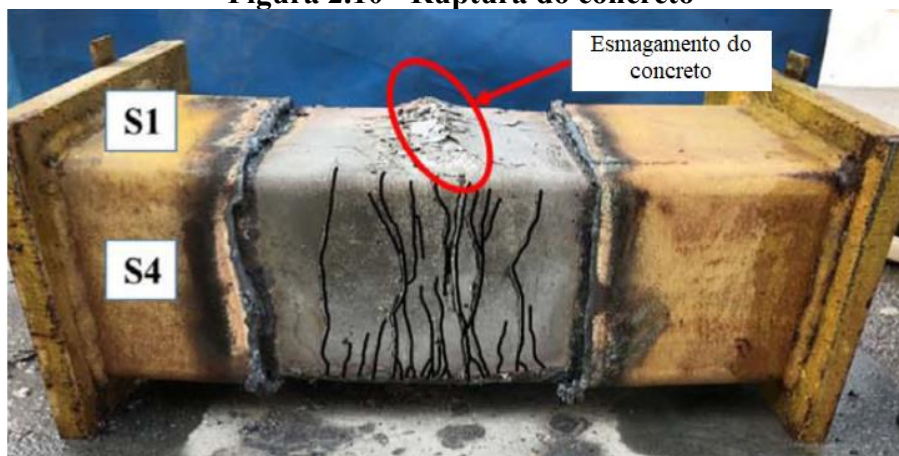
Figura 2.9 - Modos de falha típicos: a) cisalhamento e b) esmagamento.



Fonte: Adaptado de Elchalakani, Ayough e Yang (2021).

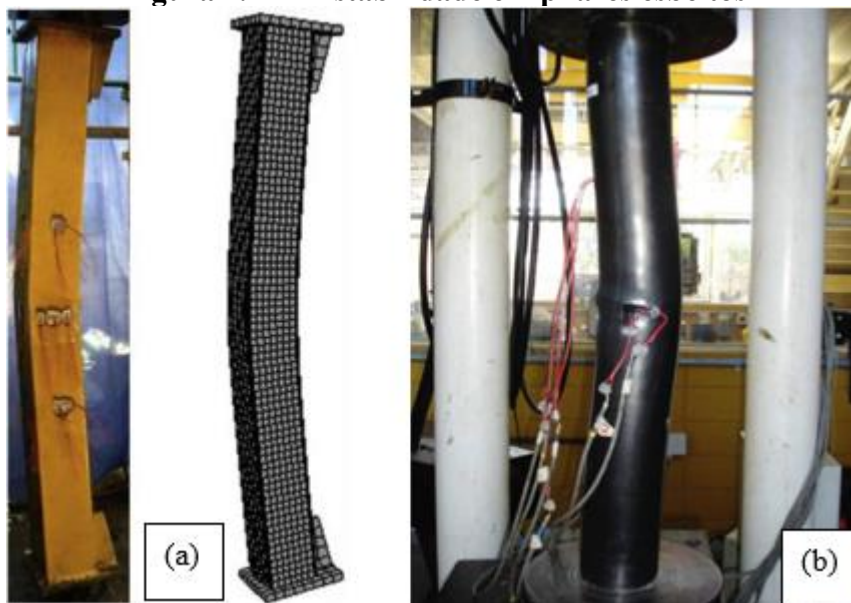
Os ensaios de Oliveira *et al.* (2009b), Tao *et al.* (2016), Rodrigues *et al.* (2020) e Li *et al.* (2018) também corroboram tais observações, evidenciando que para seções compactas o modo de falha é a instabilidade local, aproximadamente a meia altura do pilar. Os autores também removeram os tubos de aço após o ensaio e observaram a ruptura do concreto por esmagamento, com a presença de fissuras de tração no caso de carregamentos excêntricos (Figura 2.10).

Figura 2.10 - Ruptura do concreto



Fonte: Adaptado de Li *et al.* (2018).

Para seções de maior esbelteza, ou comprimento maior que três vezes o diâmetro, observa-se a instabilidade global em ensaios de compressão, conforme apresentado por Li *et al.* (2021b), os autores submeteram os corpos de prova a carregamentos excêntricos. Seções de maior esbelteza carregadas axialmente foram objetos de estudo de Oliveira *et al.* (2009b), que constatarem a instabilidade global, conforme mostrado na Figura 2.11.

Figura 2.11 - Instabilidade em pilares esbeltos

Fonte: (a) Li *et al.* (2021b) e (b) Oliveira *et al.* (2009a)

Os pilares mais esbeltos, de maneira geral, apresentam instabilidade global em ensaios de compressão, consequentemente, a instabilidade ocorre antes do núcleo de concreto desenvolver toda sua capacidade. Li *et al.* (2021b) concluem que a resistência mecânica do aço, em maiores excentricidades, é mais relevante para proporcionar maior capacidade resistente ao pilar, uma vez que a resistência compressiva do concreto não é totalmente aproveitada.

2.2. FENÔMENOS DE INSTABILIDADES EM PERFIS METÁLICOS

Inicialmente, é de interesse esclarecer o emprego dos termos flambagem e instabilidade. A flambagem refere-se à bifurcação de equilíbrio no diagrama força-deslocamento de um elemento, sendo um fenômeno teórico em elementos ideais. No regime elástico-linear e sem considerar imperfeições, o elemento pode manter sua configuração original ou sofrer deslocamentos transversais em relação ao carregamento. Por outro lado, a instabilidade ocorre quando há deslocamentos transversais em relação ao carregamento em elementos reais, ou seja, sujeitos a imperfeições. Ao contrário da flambagem, a instabilidade do equilíbrio pode ocorrer na prática (Reis; Camotim, 2000).

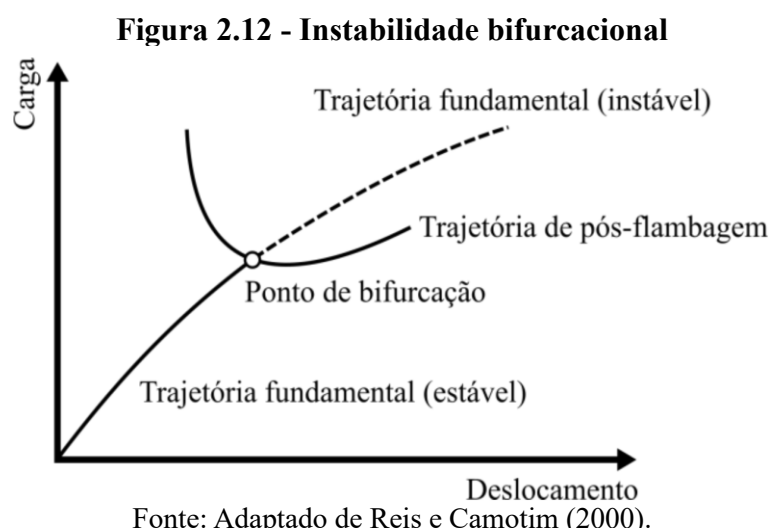
De maneira geral, os fenômenos de instabilidade estão associados à presença de forças compressivas axiais ou deformações axiais em elementos de placa que compõem as seções transversais de vigas e colunas. Essas instabilidades podem manifestar-se localmente, afetando

um componente específico de um elemento estrutural, ou globalmente, impactando o elemento estrutural como um todo (Galambos; Surovek, 2008).

Um conceito fundamental na estabilidade de elementos estruturais é a carga crítica, a qual é aquela que, ao ser aplicada, leva a estrutura de um estado estável para um estado instável, o que significa que, após uma perturbação na estrutura, ela retorna à sua configuração de equilíbrio inicial. Se a estrutura não consegue voltar a esse estado após uma perturbação, o equilíbrio é considerado instável (Galambos; Surovek, 2008).

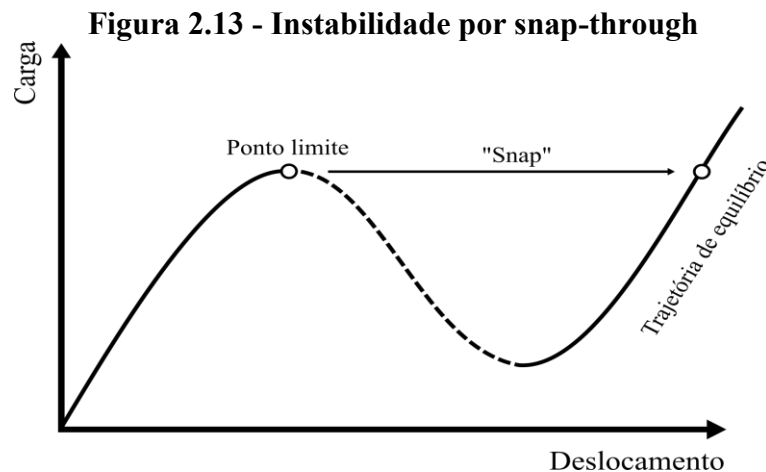
A carga crítica é geralmente determinada considerando o equilíbrio ou a energia potencial da estrutura em sua condição deformada. O equilíbrio da estrutura é uma posição neutra, possível tanto na configuração deformada quanto na indeformada. Ao atingir a carga crítica, chega-se ao ponto de bifurcação do equilíbrio, onde dois caminhos de equilíbrio são possíveis, ambos instáveis. Um desses caminhos é intrinsecamente teórico, pois só seria possível na ausência de perturbações ou imperfeições na estrutura, sendo chamado de instabilidade bifurcacional (Reis; Camotim, 2000).

Na Figura 2.12 observa-se a trajetória de equilíbrio fundamental, iniciando na origem do diagrama carga-deslocamento, além da trajetória de pós-flambagem. A interseção dessas trajetórias destaca o ponto de bifurcação. A coordenada vertical desse ponto é crucial no estudo do equilíbrio estrutural, representando a carga de bifurcação ou carga crítica da estrutura.



Conforme apontado por Reis e Camotim (2000), é importante ressaltar a natureza abrupta da instabilidade bifurcacional. Isso se deve ao fato de que os deslocamentos característicos (ou a configuração de deformação) que definem o modo de instabilidade da estrutura ocorrem de maneira súbita no momento da bifurcação.

Outro tipo de instabilidade possível é a instabilidade por *snap-through* (Figura 2.13), caracterizada por uma trajetória de equilíbrio não-linear que se inicia na origem do diagrama carga-deslocamento e se estende até atingir um ponto limite. Esse fenômeno ocorre quando a estrutura, no ponto limite, passa dinamicamente para uma configuração afastada e estável ao ser submetida a um pequeno acréscimo de carga.



Fonte: Adaptado de Reis e Camotim (2000).

2.2.1. Modos de Falha e Instabilidades em Perfis Alveolares

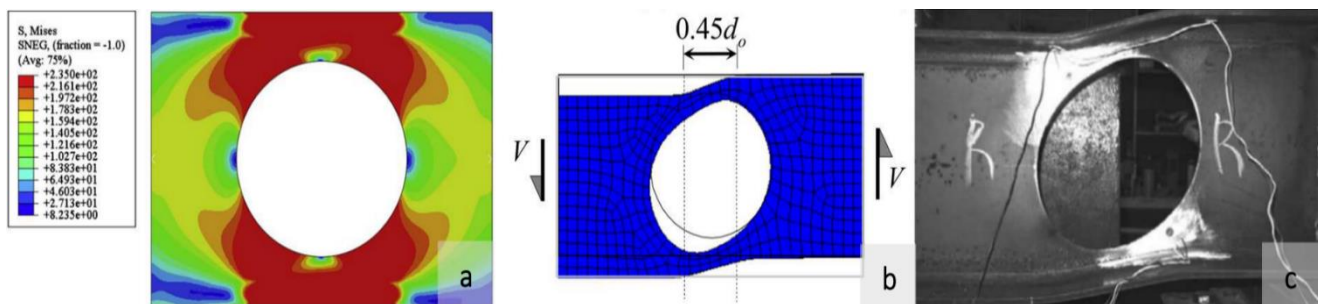
O cálculo da resistência de perfis celulares, com aberturas na alma, é mais complexo do que para perfis I padrão. Isso resulta em mudanças nos modos de falha conhecidos e na inclusão de novos modos, pois os perfis de aço podem apresentar instabilidades antes mesmo do material alcançar sua capacidade resistente. É importante destacar que os modos de falha local (e instabilidades locais) são mais comuns em colunas mais curtas. Em colunas mais esbeltas, esses modos podem ser observados em conjunto com o colapso por instabilidade global, mas geralmente têm uma influência mínima na falha desses perfis. Segundo Ellobody (2012), Panedpojaman, Thepchatri e Limkatanyu (2014a, 2014b), Ferreira, Rossi e Martins (2019), Ferreira, Martins e Nardin (2020) e Oliveira *et al.* (2022), as instabilidades e modos de falha possíveis de ocorrer em perfis alveolares são:

- Mecanismo de Vierendeel (MV);
- Flambagem no Montante da Alma (FMA);
- Flambagem Lateral com Torção (FLT);
- Flambagem Distorcional da Alma (FDA);
- Ruptura na região da solda;

- Combinação entre esses modos.

O mecanismo de Vierendeel (MV) ocorre devido à intensas tensões de cisalhamento e é caracterizado pela formação de rótulas plásticas ao redor das aberturas (Figura 2.14). De acordo com Demirdjian (1999), esse tipo de falha está principalmente associado à intensidade do esforço cortante, com uma influência secundária da interação desse esforço com o momento fletor. O autor explica que as seções T acima e abaixo do alvéolo devem resistir tanto às tensões tangenciais geradas pelo esforço cortante quanto às tensões normais devidas ao momento primário (momento fletor) e ao momento secundário (resultante da ação do esforço cortante nas seções T, ao longo da largura do alvéolo).

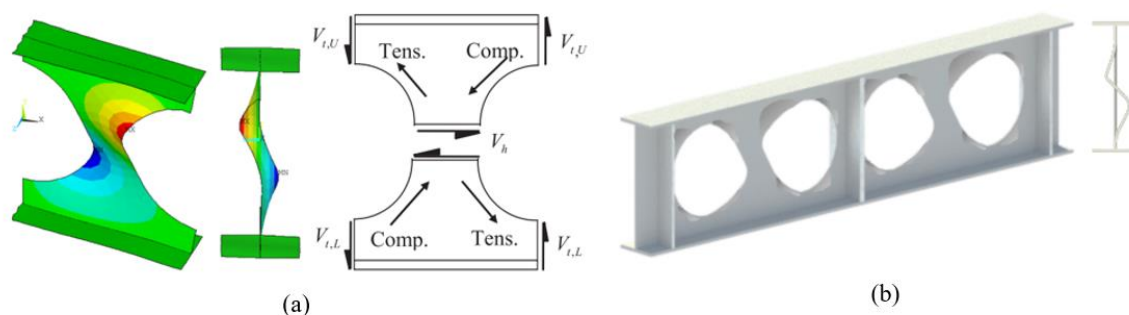
Figura 2.14 - Mecanismo de Vierendeel



Fonte: (a) Wang, Wang e Ma (2014); (b) Panedpojaman, Thepchatri e Limkatanyu (2019); (c) Tsavdaridis, D'Mello e Hawes (2009).

A soma dessas tensões pode levar à formação das rótulas plásticas mencionadas. Geralmente, esse modo de falha ocorre no alvéolo sujeito ao maior valor de esforço cortante ou, no caso de vários alvéolos sujeitos ao mesmo valor de esforço cortante, no alvéolo sujeito ao maior valor de momento fletor. A Flambagem no Montante da Alma (FMA) também ocorre devido a esforços de cisalhamento e é caracterizada pela instabilidade local da porção sólida de alma localizada entre as aberturas (Grilo *et al.*, 2018a).

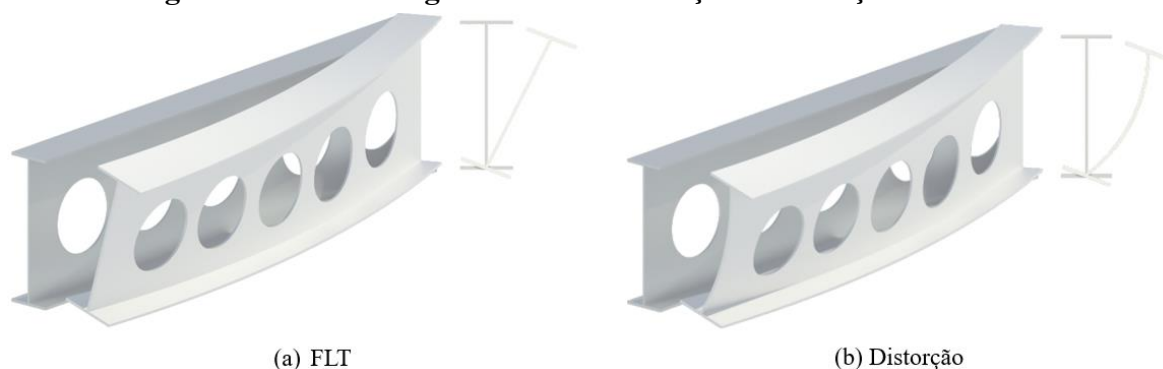
A FMA devido ao cisalhamento se torna crítica quando a largura do montante de alma é relativamente pequena, sendo o modo de falha observado quando a parte comprimida tende a se deslocar para fora do plano longitudinal do perfil, enquanto a parte tracionada tende a permanecer em sua posição original (Figura 2.15). Esse tipo de colapso geralmente ocorre em um estágio inelástico, com uma notável deformação plástica das seções envolvidas (Panedpojaman; Thepchatri; Limkatanyu, 2014b).

Figura 2.15 - Flambagem no montante da alma

Fonte: (a) Panedpojaman, Thepchatri e Limkatanyu (2014b) e (b) Santos (2024)

Segundo Grilo *et al.* (2018a), a FMA em decorrência da compressão é semelhante ao que ocorre com uma barra quando submetida à compressão, sendo que, neste caso, a barra corresponde ao montante de alma. Por outro lado, a Flambagem Lateral com Torção (FLT) é característica de perfis de aço flexionados em torno do eixo de maior inércia, o que é especialmente relevante em projetos onde não há restrição lateral e antes que os sistemas de travamento lateral estejam completamente instalados.

Esse fenômeno ocorre quando a estrutura atinge um estado instável com o aumento do carregamento até atingir um valor crítico, momento em que a estrutura passa de uma configuração estável para uma instável, deformando-se até alcançar um novo estado estável. Conforme Ziemian (2010), a deformação ocorre predominantemente no plano de flexão, combinando deflexão lateral com rotação (Figura 2.16).

Figura 2.16 - Flambagem lateral com torção e Distorção da Alma

Fonte: Santos (2024).

A FLT é um modo de flambagem global, podendo ocorrer em dois intervalos distintos de comportamento: instabilidades no regime elástico e no regime inelástico. No regime elástico, é característica de perfis com grandes comprimentos destravados, ou seja, alto índice de esbeltez global. Por outro lado, o regime de flambagem inelástica é típico de seções

semicompactas e de comprimentos de vigas intermediários, onde a instabilidade ocorre após a plastificação de algumas regiões da seção transversal, formando rótulas plásticas. A flambagem inelástica ocorre em situações intermediárias de esbeltez, onde o índice de esbeltez global está entre o limite para seções compactas e o limite para seções semicompactas (Galambos; Surovek, 2008).

2.2.2. Instabilidade Distorcional da Alma

A instabilidade distorcional da alma é um fenômeno estrutural crítico que ocorre principalmente em perfis metálicos, onde a alma do perfil, devido à sua esbeltez, se deforma de maneira distorcional. Esse tipo de instabilidade é influenciado pela interação entre a alma e as mesas do perfil, levando a uma complexa distribuição de tensões e deformações que podem comprometer a estabilidade global do elemento estrutural (Ferreira; Rossi; Martins, 2019).

Segundo Ellobody (2012), a instabilidade distorcional é particularmente relevante em perfis de aço de paredes finas, onde a interação entre a flexão global e a distorção local pode levar à falha estrutural prematura. Estudos conduzidos por Panedpojaman, Thepchatri e Limkatanyu (2014b) destacam que a instabilidade distorcional pode ocorrer em perfis com seções alveolares, onde a presença de aberturas na alma exacerba o risco desse modo de falha, especialmente sob condições de carregamento combinadas.

Ferreira, Rossi e Martins (2019) também abordam a instabilidade distorcional, enfatizando que a rigidez e a resistência da alma do perfil são fatores determinantes para o comportamento estrutural. Os autores sugerem que a presença de reforços ou o aumento da espessura da alma pode mitigar os efeitos adversos da distorção. Adicionalmente, Grilo *et al.* (2018b) exploram o comportamento da alma sob diferentes condições de confinamento e carga, ressaltando que a distorção da alma pode ser significativamente influenciada por imperfeições iniciais e pelo grau de vinculação entre a alma e as mesas do perfil. A compreensão detalhada desses mecanismos é essencial para o projeto seguro de estruturas metálicas, especialmente em aplicações onde a resistência e a estabilidade são críticas.

2.2.3. Ruptura na Região da Solda

A ruptura na região da solda é uma das principais preocupações em estruturas metálicas, especialmente em perfis que são submetidos a esforços significativos. Esse tipo

de falha ocorre devido à concentração de tensões na zona afetada pelo calor durante o processo de soldagem, o que pode levar à formação de fissuras ou ao descolamento entre as peças unidas. Conforme Zhao, Gardner e Young (2016), a solda, especialmente quando realizada em condições não ideais, pode desenvolver tensões residuais elevadas que contribuem para a ocorrência de ruptura. O autor destaca que a qualidade do material, o processo de soldagem, e o controle de temperatura são fatores críticos que influenciam a integridade da junta soldada.

A ruptura na região da solda é frequentemente associada à plastificação do montante da alma por cisalhamento, onde as tensões horizontais excedem a capacidade resistente da solda. Esta condição é exacerbada em perfis de aço de paredes finas, onde a solda, devido à sua menor seção transversal, está mais suscetível à falha sob carregamento combinado (Zhao; Gardner; Young, 2016).

Ellobody (2012) também afirma que o dimensionamento inadequado da solda e a falta de reforços adicionais em áreas críticas podem levar à ruptura precoce, comprometendo a segurança da estrutura. A compreensão e mitigação dos fatores que levam à ruptura na região da solda são essenciais para garantir a durabilidade e a resistência das construções metálicas.

2.3. FUNDAMENTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA DO CONCRETO

O concreto é um material de grande variabilidade, alterando-se seu comportamento significativamente de acordo com sua composição. Os concretos de maiores resistências à compressão, normalmente, deformam-se menos que os concretos de baixa resistência, e por sequência apresentam módulos de elasticidade maiores, sendo o módulo de elasticidade um parâmetro numérico referente à medida da deformação do concreto sob a ação de tensões, geralmente de compressão e que varia de acordo com as características dos materiais componentes dos concretos, como o tipo do agregado, da pasta de cimento e a zona de transição entre a argamassa e os agregados (Pinheiro; Muzardo; Santos, 2007).

Para o concreto, a expressão do módulo de elasticidade é aplicada somente à parte retilínea da curva tensão-deformação ou, quando não existir um trecho linear, à tangente da curva na origem. A Tabela 2.1 apresenta um resumo de formulações para o módulo de elasticidade do concreto segundo prescrições normativas nacionais e internacionais. A Tabela 2.2 apresenta o módulo em função da classe de resistência conforme a norma GB50010 (2010).

Tabela 2.1 - Formulações normativas para o módulo de elasticidade

Referência	Formulação	f_c (MPa)
EN2 (1992)	$E_c = 22000 \cdot (0,1 \cdot f_c + 0,8)^{0,3}$	$f_{ck} \leq 90$
GB 50010 (2010)	Conforme Tabela 2.2	$f_c \leq 80^*$
<i>fib Model Code</i> (2013)	$E_c = \alpha \cdot 21500 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{\frac{1}{3}} ; \alpha = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{cm}}{88}$	$f_{cm} \leq 120$
ABNT NBR 6118 (2023)	$E_c = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ $E_c = 21500 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{\frac{1}{3}}$	$20 \leq f_{ck} \leq 50$ $55 \leq f_{ck} \leq 90$
AISC360 (2022)	$E_c = 0,043 \cdot \rho^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}}$	$21 \leq f_{ck} \leq 69$
AS/NZS 2327 (2017)	$E_c = \rho^{1,2} \cdot (0,043 \cdot \sqrt{f_{ck}})$ $E_c = \rho^{1,2} \cdot (0,024 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0,12)$	$f_{ck} \leq 40$ $f_{ck} > 40$

α_E : parâmetro relacionado à natureza do agregado empregado no concreto;
 ρ : densidade do concreto
 $*$ Resistência cúbica do concreto
 f_{ck} : Resistência característica do concreto à compressão
 f_{cm} : Resistência média do concreto à compressão
 f_c : Resistência à compressão simples

Tabela 2.2 - Módulo de elasticidade do concreto segundo a norma GB 50010

Classe	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
$E_c \left(\frac{10^4 N}{mm^2}\right)$	2,20	2,55	2,80	3,00	3,15	3,25	3,35	3,45	3,55	3,60	3,65	3,70	3,75	3,80

Fonte: GB 50010 (2010).

O coeficiente de Poisson é uma grandeza adimensional que caracteriza a relação entre as deformações longitudinais e transversais de um material quando submetido a uma carga externa. Segundo o *fib Model Code* (2013) adota-se para o coeficiente de Poisson os valores entre 0,14 e 0,26 se as tensões estiverem no intervalo $-0,6 \cdot f_{ck} \leq \sigma_c \leq 0,8 \cdot f_{ck}$, e recomenda o valor de 0,2 para aplicações em Estado-limite Último. De maneira semelhante, a norma ABNT NBR 6118 (2023) recomenda coeficiente de Poisson de 0,2 enquanto as tensões permanecerem no intervalo $\sigma_c < 0,5 \cdot f_c$ e $\sigma_t < f_{ct}$.

A energia de fratura do concreto (G_F) é definida como a energia necessária para propagar uma fissura de tração de área unitária, deve ser determinada por ensaios relacionados. Na ausência de dados experimentais, o *fib Model Code* (2013) apresenta uma equação para estimar a energia de fratura (Equação 2.1)

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (2.1)$$

Contudo, a energia de fratura do concreto é afetada pelo confinamento, além de possuir influência dos agregados utilizados em relação a forma e tamanho (Elchalakani; Ayough; Yang, 2021). Dessa forma, outra equação mais apropriada para este parâmetro pode ser escrita na forma da Equação 2.2.

$$G_F = (1,25 \cdot d_{m\acute{a}x} + 10) \cdot \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0,7} \quad (2.2)$$

Bazant e Becq-Giraudon (2002) também propuseram uma equação (Equação 2.3) muito utilizada para modelagem do concreto confinado, na qual $d_{m\acute{a}x}$ é a granulometria máxima do agregado gráúdo utilizado, sendo a resistência à tração do concreto (σ_t) obtida por meio da Equação 2.4, ou conforme Tao, Wang e Yu (2013), aproximadamente $0,1 \cdot f_c$.

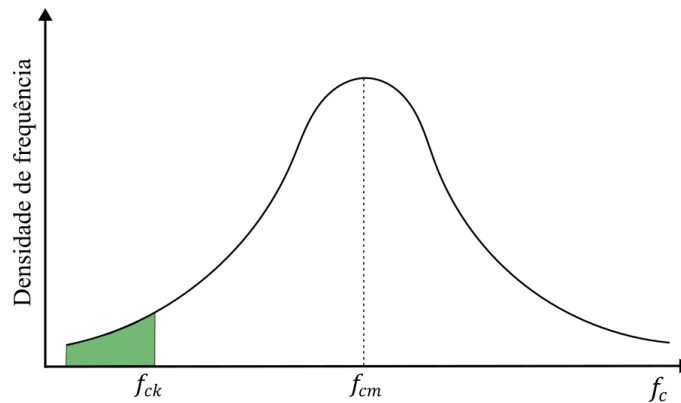
$$G_F = (0,0469 \cdot d_{m\acute{a}x}^2 - 0,5 \cdot d_{m\acute{a}x} + 26) \cdot \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0,7} \quad (2.3)$$

$$\sigma_t = 0,26 \cdot (1,25 \cdot f_c)^{2/3} \quad (2.4)$$

2.3.1. Comportamento na Compressão Axial

Segundo a norma ABNT NBR 8953 (2015b), os concretos para fins estruturais são classificados em grupos I e II, sendo os do grupo I aqueles com resistência característica à compressão inferior a 55 MPa. Neste trabalho, será considerada a classe de resistência C50, sendo o valor da resistência do concreto à compressão obtido por meio de ensaios em corpos de prova cilíndricos, conforme prescrito pelas normas ABNT NBR 5738 – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto (2015a) e ABNT NBR 5739 – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos (2018).

Após ensaio dos corpos-de-prova, pode-se elaborar um gráfico com os valores obtidos para a resistência à compressão versus a quantidade dos respectivos corpos-de-prova, também denominado densidade de frequência. A curva encontrada é chamada de Curva Estatística de Gauss ou Curva de Distribuição Normal para a resistência do concreto à compressão, conforme apresentado na Figura 2.17 (Pinheiro; Muzardo; Santos, 2007).

Figura 2.17 - Curva de Gauss para resistência compressiva do concreto

Fonte: Adaptado de Pinheiro, Muzardo e Santos (2007)

Segundo a ABNT NBR 12655 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento (2015c), por meio da curva de Gauss obtém-se os valores para resistência média do concreto à compressão (f_{cm}) e resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}). O valor de f_{cm} é a média aritmética dos valores obtidos no ensaio para todo o conjunto e é utilizado na determinação da resistência característica por meio da Equação 2.5.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \cdot s \quad (2.5)$$

Onde: o desvio padrão (s) corresponde à distância entre a abscissa de f_{cm} e o ponto de inflexão da curva; o valor 1,65 corresponde ao quantil de 5%, ou seja, apenas 5% dos corpos-de-prova possui resistência característica maior que a própria resistência à compressão ($f_c \leq f_{ck}$). Portanto, pode-se inferir que o f_{ck} é o valor da resistência que tem 5% de probabilidade de não ser alcançado, em ensaios de corpos-de-prova de um determinado lote de concreto.

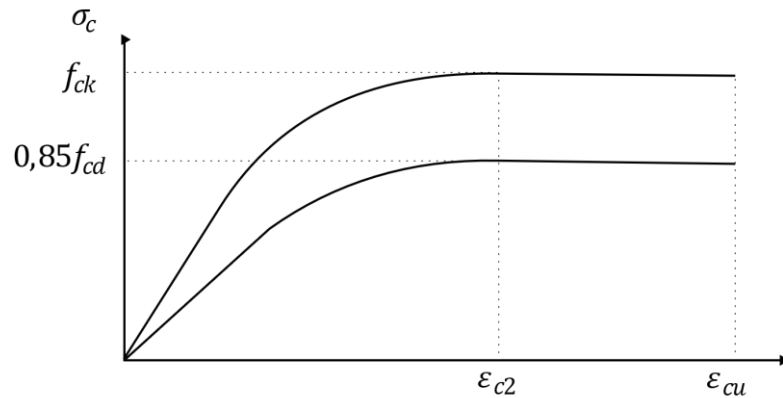
A ABNT NBR 6118 (2023) também apresenta a expressão para o módulo de elasticidade secante (E_{cs}), utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, como mostra a Equação 2.6.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \rightarrow \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.6)$$

Tais equações são válidas para concretos com idade superior aos 28 dias. A norma brasileira de concreto ABNT NBR 6118 (2023) ainda estabelece que “[...] na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal pode ser adotado um módulo

de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante”, sendo admitido o diagrama simplificado de tensão-deformação para o concreto à compressão, composto por uma parábola do 2º grau, como mostra a Figura 2.18.

Figura 2.18 - Diagrama $\sigma \times \varepsilon$ idealizado para o concreto à compressão



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2023).

Para tensões de compressão menores que $0,5 \cdot f_c$, pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para o módulo de elasticidade o valor secante dado pela Equação 2.6. Para a deformação de até ε_{c2} (para concretos de classes até C50 esse valor é conhecido como 2 ‰) a lei de variação é de acordo com a parábola do 2º grau, após 2 ‰ o concreto sofre um encurtamento plástico até seu valor máximo ε_{cu} , ou seja, 3,5 ‰ (3,5 milímetros por metro de extensão) para concretos de classes até C50 (ABNT, 2023).

2.3.2. Modelo de Dano Plástico

O modelo é baseado na Teoria da Plasticidade, que descreve o comportamento plástico do material a partir de falha ou deformações irreversíveis quando o material é solicitado a esforços. Inicialmente, o modelo era aplicado para o comportamento dúctil de materiais metálicos, derivado do critério de Drucker-Prager, entretanto tem sido amplamente utilizado em análises que empregam o concreto. Embora muito utilizado para modelar o concreto armado, o modelo pode ser empregado para o concreto simples (ABAQUS, 2014).

Apesar de os dados de entrada apresentarem o estado uniaxial, por meio de parâmetros, o modelo torna-se multiaxial. Segundo Silva, Christoforo e Carvalho (2021), os parâmetros do modelo não são consenso na literatura, o que representa uma lacuna de pesquisa. O presente trabalho considera e compara os parâmetros do CDP (*concrete damage plasticity*) da literatura, a fim de calibrar esses parâmetros para o caso do concreto confinado por tubos de aço.

Os parâmetros de entrada são o ângulo de dilatação do material (ψ), a excentricidade (ϵ), a relação das tensões de escoamento compressivas biaxial para uniaxial (σ_b/σ_c), a relação da segunda tensão invariante no meridiano de tração para aquela no meridiano de compressão (K_c) e o parâmetro de viscosidade (μ). Também é necessário assumir comportamentos de compressão e tração uniaxiais, pois existem discrepâncias significativas entre os valores encontrados para essas quantidades na literatura (Silva; Christoforo; Carvalho, 2021). Assim, o *software* apresenta os parâmetros do CDP, por padrão, conforme a Tabela 2.3.

ψ	ϵ	f_{b0}/f_c	K_c	μ
10° - 56°	0,1	1,16	0,667	0,0001

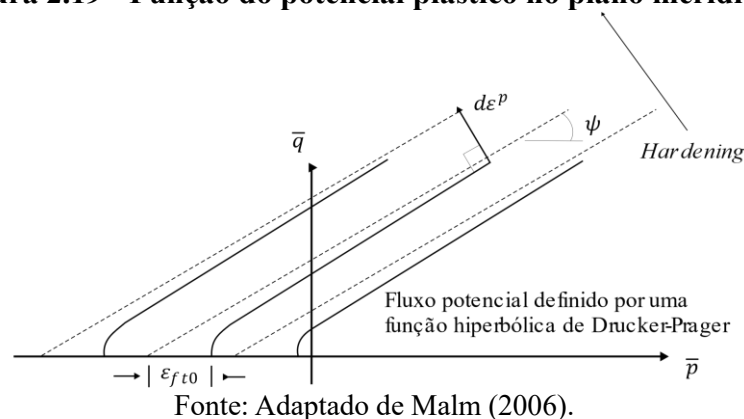
Fonte: ABAQUS (2014).

Onde:

a) Ângulo de dilatação (ψ):

O ângulo de dilatação (ψ) é o medido no plano p-q em alta pressão de confinamento, conforme a Figura 2.19 (ABAQUS, 2014). Conforme Silva, Christoforo e Carvalho (2021), valores constantes de 30°, 0,1, 1,16 e 2/3 são usados para os parâmetros do modelo CDP, entretanto não são consenso na literatura. Considerando a natureza complexa da passivação em concreto confinado, valores constantes podem não ser adequados para serem usados em alguns casos. Novos modelos são introduzidos para esses parâmetros de material por Tao, Wang e Yu (2013) e Lin e Zhao (2019).

Figura 2.19 - Função do potencial plástico no plano meridional



Malm (2006) aponta que a utilização de baixos valores do ângulo de dilatação ($\psi \leq 10^\circ$) para o concreto levam comportamento frágil, por outro lado valores elevados ($\psi \geq 40^\circ$)

apresentam comportamento dúctil. Na bibliografia, há diversas recomendações para o valor do ângulo de dilatação, Tao, Wang e Yu (2013) e Lin e Zhao (2019) sugerem valores para seções circulares em função da resistência do concreto, respectivamente obtidos por meio das Equações 2.7 e 2.8.

$$\psi = \{56,3 \cdot (1 - \xi); \xi \leq 0,5 \quad 6,672 \cdot e^{\frac{7,4}{4,64+\xi}}; \xi > 0,5\} \quad (2.7)$$

$$\psi = 130 \cdot (\eta + f_c^{0,05})^{-6} + 23 \quad (2.8)$$

Onde:

ξ : fator de confinamento (Equação 2.9);

$$\xi = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_{ck}} \quad (2.9)$$

η : coeficiente de confinamento (Equação 2.10).

$$\eta = \frac{2 \cdot t \cdot f_y}{D - 2 \cdot t \cdot f_{ck}} \quad (2.10)$$

No que diz respeito a seções retangulares, verifica-se que um valor constante de 40° pode ser usado para ψ . Curvas de carga axial por deslocamento de pilares retangulares não são muito sensíveis ao ângulo de dilatação quando este é maior que 20° (Tao; Wang; Yu, 2013).

b) Excentricidade:

De acordo com Malm (2006), a excentricidade (ϵ) está relacionada com a taxa em que a função do potencial plástico se aproxima da assíntota, no qual um aumento no valor da excentricidade produz um aumento na inclinação do potencial plástico. Este parâmetro possui poucas referências, deste modo, na maioria dos casos utiliza-se o recomendado pelo *software*, sendo o valor padrão de 0,1 (ABAQUS, 2014).

Ao supor excentricidade nula, o comportamento do CDP se assemelha ao critério de Drucker-Prager. Birtel e Mark (2006) também relatam o uso do valor padrão de 0,1 para excentricidade.

c) Relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial:

A relação entre resistências equibiaxial (f_{b0}/f_{c0}) é a relação da tensão de escoamento em compressão biaxial pela uniaxial, sendo o valor padrão utilizado no ABAQUS® para esta relação igual a 1.16. Alguns fatores podem afetar essa relação, tais como a geometria da amostra, a taxa de deformação e as propriedades específicas do material, como sua microestrutura e anisotropia (Papanikolaou; Kappos, 2007; ABAQUS, 2014).

Papanikolaou e Kappos (2007) se basearam em diversos estudos experimentais e observaram que para concretos de alta resistência a relação entre as resistências (f_{b0}/f_{c0}) diminui, sendo os resultados condensados na Equação 2.11.

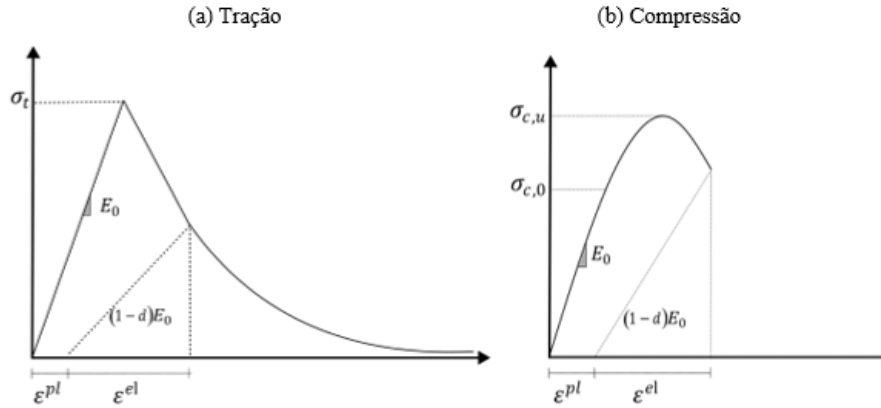
$$\frac{f_{b0}}{f_c} = 1,5 \cdot f_c^{-0,075} \quad (2.11)$$

d) Fator de Forma:

O fator de forma (K_c) é definido como sendo a razão entre os segundos invariantes do meridiano de tração e do meridiano de compressão, e define a superfície de falha do concreto, variando entre 0,5 a 1,0. Quando K_c é igual a 0,5 tem-se uma superfície de falha caracterizada pelo critério de falha de Rankine. Caso se utilize K_c igual a 2/3, a superfície de falha será Mohr-Coulomb, e para K_c igual a 1,0 tem-se o critério de falha de Drucker-Prager. As superfícies de falha são apresentadas na Figura 2.20 e o valor de 0,667 é utilizado como padrão para o concreto (ABAQUS, 2014).

No modelo CDP, existem dois tipos de falha para o concreto: ruptura devido à tração e esmagamento por compressão. Neste sentido, a Figura 2.21 (sem escala) demonstra o comportamento uniaxial do concreto nas condições de tração e compressão.

Figura 2.21 - Diagramas de tensão-deformação



Fonte: Adaptado de ABAQUS (2014).

A partir dos diagramas é possível verificar que a deformação total do concreto é constituída de duas parcelas: elástica (ε^{el}) e plástica (ε^{pl}) (Equação 2.13).

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (2.13)$$

Na parcela de deformação elástica, pode-se definir uma equação (Equação 2.14) de primeiro grau.

$$\varepsilon^{el} = \frac{\sigma}{E_0} \quad (2.14)$$

Atingindo a deformação plástica, tanto na tração quanto na compressão, o comportamento do módulo de elasticidade (Equação 2.15) começa a variar em função do dano (d) e do módulo de elasticidade inicial (E_0).

$$E = (1 - d)E_0 \quad (2.15)$$

Dessa forma, o modelo é capaz de captar evoluções no dano e aparecimento de deformações plásticas. O dano a compressão (Equação 2.16) e a tração (Equação 2.17) podem ser escritos conforme Birtel e Mark (2006).

$$d_c = 1 - \frac{\frac{\sigma_c}{E_c}}{\varepsilon^{pl} \cdot \left(\frac{1}{b_c} - 1\right) + \frac{\sigma_c}{E_c}} \quad (d_c \geq 0) \quad (2.16)$$

$$d_t = 1 - \frac{\frac{\sigma_t}{E_c}}{\varepsilon^{pl} \cdot \left(\frac{1}{b_t} - 1\right) + \frac{\sigma_t}{E_c}} \quad (d_t \geq 0) \quad (2.17)$$

Onde:

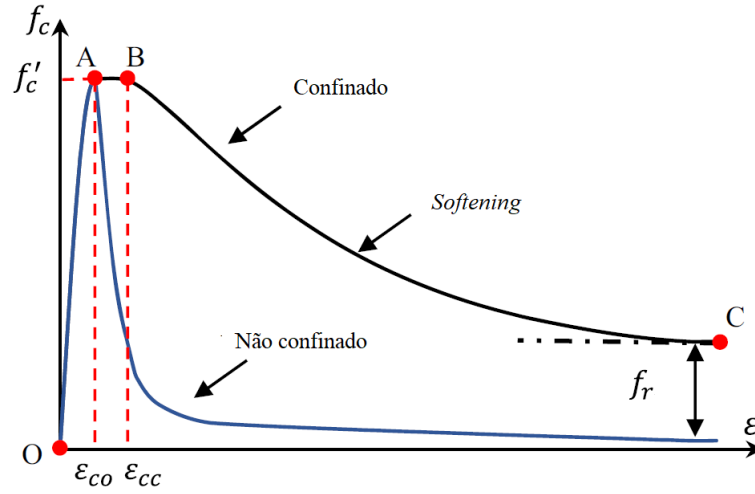
b_c : parâmetro determinado experimentalmente para ensaios à compressão, usualmente igual a 0,7;

b_t : parâmetro determinado experimentalmente para ensaios à tração, geralmente igual a 0,1.

2.3.3. Modelo de Tao, Wang e Yu (2013)

Com base em testes numéricos, os pesquisadores propuseram diferentes modelos compressivos a serem usados para modelagem de concreto confinado por tubos de aço. Esses modelos podem ser usados para determinar diretamente a função de endurecimento/amolecimento pós-pico. Portanto, nenhuma sub-rotina definida pelo usuário é necessária, o que reduz a complexidade da modelagem, aumenta a eficiência da computação e evita possíveis problemas de convergência.

Os autores propõem um modelo de três estágios para representar a regra de encruamento/amolecimento do concreto confinado por tubos de aço, conforme mostrado na Figura 2.22. No estágio inicial (do Ponto O ao Ponto A), há pouca ou nenhuma interação entre o tubo de aço e o concreto. Portanto, o ramo ascendente da relação tensão-deformação de O (concreto não confinado) é apropriado para ser usado para representar a curva OA até que o pico de resistência seja atingido. Depois disso, um platô (do ponto A ao ponto B) é incluído para representar o pico de deformação do concreto, sendo as Equações 2.18 a 2.25 utilizadas para representar a relação constitutiva de Tao, Wang e Yu (2013) para o concreto preenchido.

Figura 2.22 - Modelo constitutivo de Tao, Wang e Yu (2013)

Fonte: Adaptado de Tao, Wang e Yu (2013).

$$\frac{\sigma}{f_c} = \frac{A \cdot X + B \cdot X^2}{1 + (A-2) \cdot X + (B+1) \cdot X^2} ; (0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{c0}) \quad (2.18)$$

Onde:

ε : deformação;

ε_{c0} : deformação pico, dada pela Equação 2.19;

$$\varepsilon_{c0} = 0,00076 + \sqrt{(0,626 \cdot f_c - 4,33) \cdot 10^{-7}} \quad (2.19)$$

Os parâmetros A, B e X são escritos por meio da Equação 2.20;

$$X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}}; A = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{c0}}{f_c}; B = \frac{(A - 1)^2}{0,55} \quad (2.20)$$

Em que:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = \varepsilon^k; k = (2,9224 - 0,00367 \cdot f_c) \cdot \left(\frac{f_B}{f_c}\right)^{0,3124 + 0,002 \cdot f_c} \quad (2.21)$$

E as variáveis são: ε_{cc} : deformação pico para o concreto confinado e f_B : tensão de confinamento (Equação 2.22);

$$f_B = \frac{0,25 \cdot (1 + 0,027 \cdot f_y) \cdot e^{-\frac{0,02 \cdot \sqrt{B^2 + D^2}}{t}}}{1 + 1,6 \cdot e^{-10} \cdot f_c^{4,8}} \rightarrow \text{seção retangular} \quad (2.22)$$

$$f_B = \frac{(1 + 0,027 \cdot f_y) \cdot e^{-\frac{0,02 \cdot D}{t}}}{1 + 1,6 \cdot e^{-10} \cdot f_c^{4,8}} \rightarrow \text{seção circular}$$

σ : tensão (Equação 2.23);

$$\sigma = f_r + (f_c - f_r) \cdot \exp \left[- \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{cc}}{\alpha} \right)^\beta \right]; (\varepsilon \geq \varepsilon_{cc}) \quad (2.23)$$

Onde:

f_r : tensão residual, obtida pela Equação 2.24; α pela Equação 2.25; β : parâmetro igual a 1,2 para seções circulares, e 0,92 para seções retangulares; A_c : área da seção de concreto; A_s : área da seção de aço.

$$f_r = 0,1 \cdot f_c \rightarrow \text{seção retangular} \quad (2.24)$$

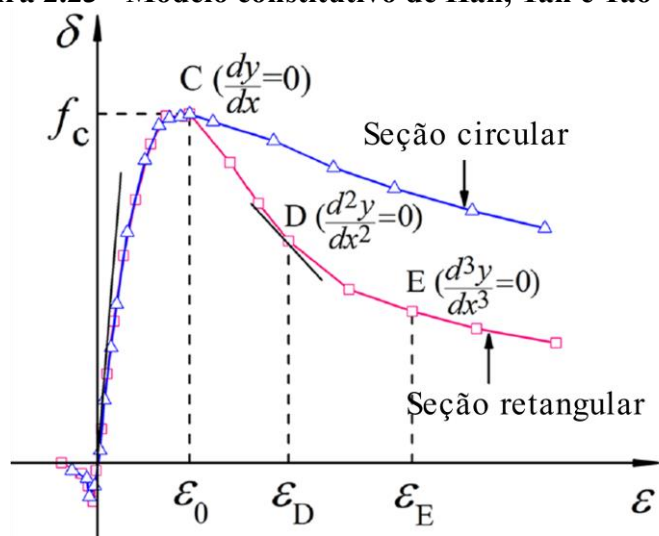
$$f_r = 0,1 \cdot (1 - e^{-1,38 \cdot \xi}) \cdot f_c \leq 0,25 \cdot f_c \rightarrow \text{seção circular}$$

$$\alpha = 0,005 + 0,075 \cdot \xi \rightarrow \text{seção retangular} \quad (2.25)$$

$$\alpha = 0,04 - \frac{0,036}{1 + e^{6,08 \cdot \xi - 3,49}} \rightarrow \text{seção circular}$$

2.3.4. Modelo de Han, Yao e Tao (2007)

O modelo anteriormente apresentado é derivado do modelo inicialmente proposto por Han, Yao e Tao (2007), Figura 2.23. Esse modelo tem como objetivo descrever a relação tensão-deformação de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto sob compressão axial, sendo baseado em uma abordagem de três estágios que captura as características distintas do comportamento estrutural do material composto, levando em consideração a interação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto.

Figura 2.23 - Modelo constitutivo de Han, Yan e Tao (2007)

Fonte: Adaptado de Ji *et al.* (2018).

No estágio inicial, o modelo assume que há pouca ou nenhuma interação entre o tubo de aço e o concreto, o que significa que o comportamento do concreto pode ser descrito usando a relação tensão-deformação convencional de concreto não confinado. À medida que o carregamento aumenta, o modelo entra no estágio intermediário, onde o confinamento oferecido pelo tubo de aço começa a influenciar significativamente o comportamento do concreto, resultando em um aumento na resistência à compressão do pilar. Este estágio é caracterizado por uma curva de platô que reflete a resistência aumentada devido ao confinamento.

Finalmente, o modelo entra no estágio pós-pico, onde a deformação do concreto confinado é mais pronunciada, levando à deterioração da resistência estrutural. Este estágio é descrito por uma curva descendente na relação tensão-deformação, representando o comportamento de amolecimento do concreto sob confinamento contínuo. Han, Yao e Tao (2007) propuseram equações específicas para descrever essas relações, levando em conta fatores como a resistência do aço, a resistência do concreto e a esbeltez do pilar.

O modelo é particularmente útil para projetistas e engenheiros que lidam com estruturas altas ou cargas pesadas, onde a previsão precisa do comportamento do pilar é essencial para garantir a segurança e a integridade da estrutura. A aplicação do modelo de Han, Yao e Tao (2007) permite uma análise mais realista e precisa de elementos estruturais mistos, contribuindo para a otimização de projetos em termos de material e desempenho estrutural. Este modelo é amplamente utilizado na modelagem de estruturas tubulares preenchidas de concreto, e a relação tensão-deformação é descrita por meio das Equações 2.26 a 2.33.

$$y = \{2x - x^2, (x \leq 1) \quad \frac{x}{\beta_0(x-1)^\eta + x}, (x > 1)\} \quad (2.26)$$

Em que: os parâmetros x e y obtidos pelas Equações 2.27 e 2.28, para ε_0 igual a deformação pico e ε_c a deformação no concreto;

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}; y = \frac{\sigma}{f_c} \quad (2.27)$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800 \cdot \xi^{0,2} \cdot 10^{-6}, \varepsilon_c = (1300 + 12,5 \cdot f_c) \cdot 10^{-6} \quad (2.28)$$

O coeficiente η e β_0 , dados pelas Equações 2.29 e 2.30.

$$\begin{aligned} \eta &= 2 \rightarrow \text{seção circular} \\ \eta &= 1,6 + 1,5x \rightarrow \text{seção retangular} \end{aligned} \quad (2.29)$$

$$\begin{aligned} \beta_0 &= \{(2,36 \cdot 10^{-5})^{[0,25+(\xi-0,5)^{0,7}]} \cdot f_c^{0,5} \cdot 0,5 \geq 0,12 \rightarrow \text{seção circular} \\ \beta_0 &= \frac{f_c^{0,1}}{1,2 \cdot \sqrt{1+\xi}} \rightarrow \text{seção retangular} \end{aligned} \quad (2.30)$$

Os autores também apresentam uma equação (Equação 2.31) para a concreto na tração.

$$y = \{1,2x - 0,2x^6\}, (x \leq 1) \quad e \quad y = \frac{x}{0,31 \cdot \delta_p^2 \cdot (x-1)^{1,7} + x}, (x > 1) \quad (2.31)$$

Em que: x e y são obtidos pelas Equações 2.32 e 2.33.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_p}; y = \frac{\delta_c}{\delta_p} \quad (2.32)$$

$$\delta_p = 0,26 \cdot (1,25 \cdot f_c)^{\frac{2}{3}}, \varepsilon_p = 43,1 \cdot \delta_p \cdot 10^{-6} \quad (2.33)$$

2.3.5. Modelo de Lin e Zhao (2019)

Os autores realizaram um levantamento de dados experimentais sobre o comportamento à compressão de pilares preenchidos com concreto de seção circular e propuseram um modelo

baseado no CDP para consideração do confinamento. O modelo usa como dados de entrada os parâmetros usuais em PMPC de seções circulares, como diâmetro e espessura, bem como resistência do concreto e comprimento do pilar.

O modelo proposto por estes autores, levou em conta o efeito do tamanho das seções, uma vez que a maior parte de ensaios da literatura consideram tamanhos reduzidos. O modelo dos autores é válido para diâmetros entre 60 e 1020 mm, além de considerar um intervalo entre 185,7 e 853 MPa para a resistência ao escoamento do aço, e 15 e 168 MPa para a resistência à compressão do concreto. Dessa maneira, a relação constitutiva apresentada por Lin e Zhao (2019) é escrita por meio das Equações 2.34 a 2.37. No trecho descendente da curva ($\varepsilon \geq \varepsilon_{cc}$), o modelo apresenta a mesma equação (Eq. 2.23) usada por Tao, Wang e Yu (2013).

$$\frac{\sigma}{f_c} = 1,8 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right) - 0,8 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 ; (0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0}) \quad (2.34)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \cdot \left[5 \cdot \exp \left(-0,0036 \cdot f_c \cdot \sqrt{\frac{D}{t}} \right) + 1 \right] \quad (2.35)$$

$$f_r = 0,014 \cdot \left[1 - \exp \left(-\frac{1500}{D} \right) \cdot f_c^{2,01} \cdot \left(\frac{D}{t} \right)^{-0,25} \right] \quad (2.36)$$

$$\alpha = \frac{10}{\exp \left[\left(\frac{D}{250 \cdot t} \right)^3 \right] \cdot f_c \cdot \sqrt{D}} \quad (2.37)$$

Em que:

D: diâmetro do tubo

t: espessura do tubo

2.4. PARÂMETROS NUMÉRICOS PARA O AÇO ESTRUTURAL

Neste trabalho, um modelo apresentado por Tao, Wang e Yu (2013), válido para o intervalo $300 \text{ MPa} < f_y \leq 800 \text{ MPa}$, é considerado para simular os perfis alveolares e tubulares de aço em PMPC circulares, que é expresso por meio das Equações 2.38 a 2.41.

$$\sigma = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon, & (0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y) \\ f_y, & (\varepsilon_y \leq \varepsilon < \varepsilon_p) \\ f_u - (f_u - f_y) \cdot \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon_p} \right)^p, & (\varepsilon_p \leq \varepsilon < \varepsilon_u) \\ f_u, & (\varepsilon \geq \varepsilon_u) \end{cases} \quad (2.38)$$

$$p = E_p \cdot \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_p}{f_u - f_y} \right) \quad (2.39)$$

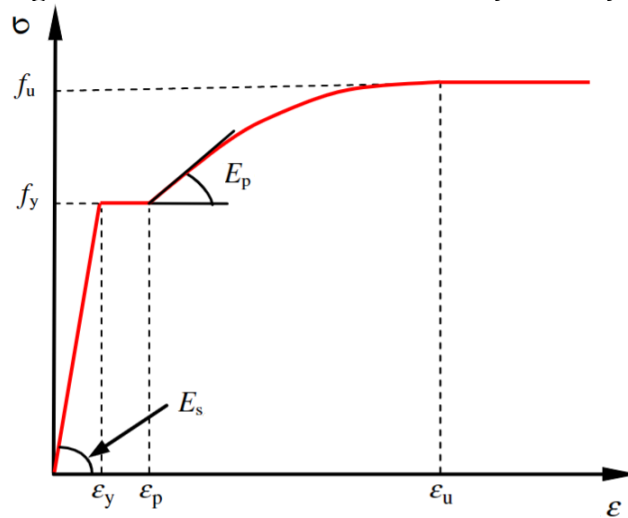
$$\varepsilon_p = [15 - 0,018 \cdot (f_y - 300)] \cdot \varepsilon_y \quad (2.40)$$

$$\varepsilon_u = [15 - 0,15 \cdot (f_y - 300)] \cdot \varepsilon_y \quad (2.41)$$

Em que: f_y é a resistência ao escoamento; f_u é a resistência final; e E_s o módulo de elasticidade.

Um diagrama esquemático deste modelo é mostrado na Figura 2.24, onde apenas três parâmetros, (resistência ao escoamento, resistência final e módulo de elasticidade) são necessários para determinar a curva tensão-deformação de alcance total.

Tao, Wang e Yu (2013) explicam que ao contrário de PMPC circulares, pilares preenchidos de concreto de seção retangular raramente demonstra comportamento de endurecimento. Isso se deve à instabilidade local mais facilitada do tubo de aço retangular e ao confinamento menos eficaz fornecido ao concreto. Por esta razão, um modelo de aço perfeitamente elastoplástico oferece uma melhor previsão do ramo descendente da curva $N - \varepsilon$ do que outros modelos que incorporam encruamento. Portanto, o modelo elastoplástico perfeito é usado para simular o material de aço em pilares retangulares.

Figura 2.24 - Curva tensão deformação do aço

Fonte: Adaptado de Tao, Wang e Yu (2013).

2.4.1. Imperfeições Iniciais

As imperfeições iniciais são importantes fatores a se considerar na análise do comportamento de estruturas de aço, sobretudo levando-se em conta os diversos processos industriais necessários para a fabricação destes elementos. Estes processos podem envolver soldagem, laminação a quente ou a frio, e nos casos específicos de perfis alveolares, processos de corte em altas temperaturas.

As imperfeições iniciais podem ser separadas em dois tipos: tensões residuais e imperfeições geométricas. O primeiro caso representa as tensões que ocorrem na estrutura, quando ainda não estão carregadas, e surgem usualmente no processo de produção dos perfis (Chacón; Serrat; Real, 2012).

As imperfeições geométricas referem-se às deformações iniciais que podem estar presentes em elementos estruturais devido a processos de fabricação, transporte ou montagem. Essas imperfeições, como curvaturas iniciais ou desvios em relação à geometria projetada, são comuns em estruturas metálicas e podem influenciar significativamente o comportamento estrutural sob carga. Durante o processo de fabricação, fatores como o resfriamento desigual durante a soldagem ou a laminação podem introduzir essas imperfeições, que afetam a distribuição de tensões e podem reduzir a capacidade de carga da estrutura (Ferreira; Rossi; Martins, 2019).

Uma das maneiras de quantificar essas imperfeições é utilizando a imperfeição inicial de $L/500$, onde L é o comprimento do elemento estrutural. Esta técnica de amplificação de

valores para considerar indiretamente tensões residuais também foi utilizada por Panedpojaman, Sae-Long e Thepchatri (2021).

Esse valor é considerado em normas técnicas para assegurar que as imperfeições iniciais não comprometam a estabilidade global da estrutura. Imperfeições que ultrapassam esse limite podem resultar em um comportamento instável, como flambagem precoce, devido ao aumento das tensões induzidas pelas curvaturas iniciais. Portanto, a consideração dessas imperfeições é essencial para garantir a segurança e a eficiência dos elementos estruturais, especialmente em projetos que envolvem grandes comprimentos ou onde a estabilidade é um fator crítico.

2.5. PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO ANALÍTICO

Nesta pesquisa serão abordados os métodos analíticos apresentados nas ABNT NBR 8800:2024, NBR 16239:2013, EN 1994-1-1:2004, GB50936 e AISC360.

2.5.1. ABNT NBR 8800 (2024) e NBR 16239 (2013)

A norma ABNT NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, de 2024, apresenta as relações das Equações 2.42 a 2.44 para determinação da curva de flambagem.

$$N_{NBR} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad (2.42)$$

$$\lambda_0 \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad (2.43)$$

$$\lambda_0 > 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (2.44)$$

Onde:

A resistência à plastificação da seção ($N_{pl,Rd}$) é definida por meio da Equação (2.45); χ é o fator de redução fornecido nas Equações 2.43 e 2.44; λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, conforme a Equação 2.46; e α é o coeficiente de forma, igual a 0,95 para seções circulares e 0,85 para seções retangulares.

$$N_{pl,Rd} = A_s \cdot f_{yd} + \alpha \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (2.45)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (2.46)$$

Sendo $N_{pl,R}$ o valor de $N_{pl,Rd}$ adotando valores característicos no lugar dos valores de cálculo, ou seja, $N_{pl,R}$ é definido pela Equação 2.47. E N_e é a normal crítica de flambagem elástica, dado pela Equação 2.48.

$$N_{pl,R} = A_a \cdot f_y + \alpha \cdot A_c \cdot f_{ck} \quad (2.47)$$

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad (2.48)$$

Onde:

KL é o comprimento de flambagem do pilar e $(EI)_e$ é a rigidez efetiva a flexão da seção transversal mista que devem ser calculados de acordo com a NBR 8800 (2014). O procedimento de cálculo da norma NBR 16239 (2013), que trata do projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto com perfis tubulares, é similar ao da NBR 8800 (2024). No entanto, a curva de flambagem é diferente, pois a NBR 16239 é específica para perfis tubulares. A relação correspondente pode ser obtida pela Equação 2.49.

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})} \quad (2.49)$$

A influência da flambagem local da seção de aço na resistência deve ser considerada em projeto, para que os efeitos da flambagem local sejam desconsiderados, alguns parâmetros devem ser analisados e verificados, no qual os valores máximos permitidos estão dispostos na Tabela 2.4.

As equações são válidas para os limites de resistência usuais prescritos pelas normas ABNT NBR 8800 (2024) e NBR 6118 (2023), ou seja, para classes de concreto com resistências inferiores a 90 MPa, e resistência ao escoamento do aço inferior a 460 MPa. Para que os efeitos da flambagem local sejam desconsiderados, a norma apresenta as limitações para as relações diâmetro sobre espessura e largura sobre espessura.

Tabela 2.4 – Valores máximos permitidos para influência da flambagem local

Seções tubulares circulares preenchidas com concreto	$D/t \leq 0,15E/f_y$
Seções tubulares retangulares preenchidas com concreto	$b_i/t \leq 2,26 \sqrt{E/f_y}$
seções I ou H parcialmente revestidas com concreto	$b_i/t_f \leq 1,49 \sqrt{E/f_y}$
onde b_i é a maior dimensão paralela a um eixo de simetria da seção tubular retangular.	

Fonte: adaptado da ABNT NBR 8800 (2024).

2.5.2. EUROCODE 4

O código europeu para o projeto de estruturas mistas de aço e concreto (EN 1994-1-1, 2004) fornece diretrizes para o projeto, também estabelece requisitos para a capacidade de carga dos perfis tubulares em estruturas mistas, incluindo a consideração de fatores como o tamanho da seção transversal, e as propriedades mecânicas do aço e do concreto. A resistência à compressão axial dos elementos em PMPC de seção circular, segundo a norma é obtida por meio das Equações 2.50 a 2.52.

$$N_{EC4} = \eta_s \cdot A_s \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck} \cdot \left(1 + \eta_c \frac{t}{D} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \quad (2.50)$$

$$\eta_s = 0,25 \cdot (3 + 2 \cdot \lambda_0) \leq 1 \quad (2.51)$$

$$\eta_c = 4,9 - 18,5 \cdot \lambda_0 + 17 \cdot \lambda_0^2 \geq 0 \quad (2.52)$$

Onde:

A_s : área de aço;

f_y : resistência ao escoamento do aço;

A_c : área de concreto;

f_{ck} : resistência característica do concreto;

t : espessura do tubo de aço;

D : largura ou diâmetro da seção;

λ_0 : índice de esbeltez relativa (Equação 2.53);

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_p}{N_{cr}}} \quad (2.53)$$

N_p : resistência à plastificação da seção (Equação 2.54);

$$N_p = A_s \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck} \quad (2.54)$$

N_{cr} : a carga crítica elástica, obtida por meio da Equação 2.55. Na fórmula da força crítica elástica de Euler, considerando a estabilidade, é introduzida a rigidez da seção composta efetiva do módulo $(EI)_e$, Equação 2.56, que contém a ideia de tratar o concreto e o aço tubular como um todo, além de se considerar o comprimento efetivo (L_e) do pilar.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(L_e)^2} \quad (2.55)$$

$$(EI)_e = E_s \cdot I_s + 0,6 \cdot E_{cm} \cdot I_c \quad (2.56)$$

Em que:

E_s : módulo de elasticidade do aço;

I_s : momento de inércia da seção em aço;

E_{cm} : módulo de elasticidade médio do concreto (conforme Tabela 2.1);

I_c : momento de inércia da seção em concreto.

Para índices de esbeltez relativa (λ_0) superiores a 0,5, o efeito do confinamento não é significativo, sendo o coeficiente η_c igual a zero, nesse caso a formulação para estimar a capacidade resistente da seção se torna a própria Equação 2.53, podendo ser empregada para seções poligonais.

No caso de pilares de maior esbeltez, onde os efeitos de 2ª ordem são significativos e no caso de pequenas excentricidades (e), o EN4 apresenta as Equações 2.57 e 2.58 para seções circulares, sendo a curva de flambagem proposta pela norma europeia dada por meio das Equações 2.59 a 2.61.

$$\eta_1 = \eta_c \cdot \left(1 - \frac{10 \cdot e}{D}\right); e/D \leq 0,1 \quad (2.57)$$

$$\eta_2 = \eta_s + (1 - \eta_s) \cdot \frac{10 \cdot e}{D}; e/D \leq 0,1 \quad (2.58)$$

Para $e/D > 0,1$, o efeito do confinamento é desprezível, assim $\eta_c = 0$ e $\eta_s = 1,0$.

$$N_{EC4} = \chi \cdot N_p \quad (2.59)$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 + \lambda_0^2}} \quad (2.60)$$

$$\varphi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (\lambda_0 - 0,2) + \lambda_0^2] \quad (2.61)$$

2.5.3. GB 50936

A norma GB 50936 (2014) é uma norma técnica chinesa especial para estruturas tubulares de aço preenchidas com concreto, que fornece diretrizes e requisitos para o projeto, construção e inspeção dessas estruturas. Para o estimar o cálculo da capacidade de carga sob compressão axial, a norma apresentada as Equações 2.62 a 2.68.

$$N_p = (1,212 + B \cdot \xi + C \cdot \xi^2) \cdot (A_s + A_c) \cdot f_{ck} \quad (2.62)$$

$$B = \frac{0,176 \cdot f_y}{213} + 0,974 \rightarrow \text{circular}$$

$$B = \frac{0,1381 \cdot f_y}{235} + 0,7646 \rightarrow \text{retangular} \quad (2.63)$$

$$C = \frac{-0,104 \cdot f_{ck}}{14,4} + 0,031 \rightarrow \text{circular}$$

$$C = \frac{-0,0727 \cdot f_{ck}}{20} + 0,0216 \rightarrow \text{retangular} \quad (2.64)$$

$$N_{GB} = \varphi \cdot N_p \quad (2.65)$$

$$\varphi = \frac{\lambda^2 + (1 + 0,25 \cdot \lambda) - \sqrt{(\lambda^2 + (1 + 0,25 \cdot \lambda))^2 - 4 \cdot \lambda^2}}{2 \cdot \lambda^2} \quad (2.66)$$

$$\lambda = 0,01 \cdot \lambda_{sc} \cdot (0,001 \cdot f_y + 0,781) \quad (2.67)$$

$$\lambda_{sc} = L_e \cdot \sqrt{\frac{A_s + A_c}{I_s + I_c}} \quad (2.68)$$

2.5.4. AISC 360

O código americano para estruturas mistas fornece diretrizes para o projeto de estruturas aço e concreto, incluindo a verificação de resistência, rigidez e estabilidade, além de especificar as exigências para o dimensionamento dos elementos de aço e concreto. Para determinar a resistência axial, a norma classifica as seções em compactas, não compactas e esbeltas. Para seções compactas, o limite de esbeltez pode ser determinado por meio das Equações 6.69 e 6.70.

$$\begin{aligned} \lambda_p &\leq 0,15 \cdot \frac{E_s}{f_y} \rightarrow \text{circular} \\ \lambda_p &\leq 2,26 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \rightarrow \text{retangular} \end{aligned} \quad (2.69)$$

Para seções esbeltas:

$$\begin{aligned} \lambda_r &\geq 0,19 \cdot \frac{E_s}{f_y} \rightarrow \text{circular} \\ \lambda_r &\geq 3,0 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \rightarrow \text{retangular} \end{aligned} \quad (2.70)$$

Para seções compactas, é descrita, por meio da Equação 2.71, a resistência axial (N). Já para seções esbeltas N é obtida pela Equação 2.72.

$$N = N_p = A_s \cdot f_y + \alpha \cdot A_c \cdot f_{ck} \quad (2.71)$$

Onde:

α : fator de forma, igual a 0,95 para seções circulares e 0,85 para retangulares;

$$N = N_y = A_s \cdot f_{cr} + 0,7 \cdot A_c \cdot f_c \quad (2.72)$$

f_{cr} : resistência crítica de flambagem, dada pela Equação 2.73 para pilares retangulares e pela Equação 2.74 para geometrias circulares.

$$f_{cr} = \frac{9 \cdot E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (2.73)$$

$$f_{cr} = \frac{0,72 \cdot f_y}{\left[\frac{D}{t} \cdot \frac{f_y}{E_s}\right]^{0,2}} \quad (2.74)$$

Por fim, para as seções não compactas, a norma relaciona a resistência da seção à esbeltez por meio da Equação 2.75.

$$N = N_P - \left(\frac{\lambda - \lambda_P}{\lambda_r - \lambda_P}\right)^2 \cdot (N_P - N_y) \quad (2.75)$$

Em que:

λ : esbeltez relativa (Equação 2.76);

$$\lambda = \frac{D}{t} \quad (2.76)$$

D : largura ou diâmetro da seção;

t : espessura do tubo de aço;

Por fim, a resistência à compressão axial pode-se obtida com a relação entre a força axial calculada e a força crítica elástica, através da Equação 2.77, e a rigidez efetiva $(EI)_e$, obtida por meio das Equações 2.78 e 2.79.

$$\frac{N}{N_{cr}} \leq 2,25 \rightarrow N_{AISC} = N \cdot \left(0,658^{\frac{N}{N_{cr}}}\right) \text{ ou} \quad (2.77)$$

$$\frac{N}{N_{cr}} > 2,25 \rightarrow N_{AISC} = 0,877 \cdot N_{cr}$$

$$(EI)_e = E_s \cdot I_s + C_3 \cdot E_c \cdot I_c \quad (2.78)$$

$$C_3 = 0,45 + 3 \cdot \left(\frac{A_s}{A_g}\right) \leq 0,9 \quad (2.79)$$

2.5.6. Comparativo Entre as Normas

Deve-se notar que o preenchimento de seções de aço com concreto aumenta a ductilidade dos elementos e a resistência à flambagem. No entanto, a faixa de resistência do aço para o dimensionamento de elementos mistos permitida pelo EN4 é mais conservadora do que aquela definida para seções somente de aço pelo EN3 (Elchalakani; Ayough; Yang, 2021).

A Tabela 2.5 apresenta, resumidamente, os limites usuais de resistência, esbeltez, e outros requisitos pertinentes a cada instrução normativa para estruturas mistas de aço e concreto.

Tabela 2.5 - Limites Normativos

Norma	f_y (MPa)	$\lambda_{m\acute{a}x}$ - Circular	$\lambda_{m\acute{a}x}$ - Retangular	D/t	b_i/t_f	ξ
EN 4 (2004)	$f_y \leq 460$	$90 \cdot \frac{235}{f_y}$	$52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$			-
GB 50936 (2014)	$f_y \leq 420$	$135 \cdot \frac{235}{f_y}$	$60 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$			$0,5 \leq \xi$ $\leq 2,0$
AISC 360 (2022)	$f_y \leq 525$	$0,31 \cdot \frac{E_s}{f_y}$	$5,00 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$			-
AS/NZS 2327 (2017)	$f_y \leq 690$	$0,19 \cdot \frac{E_s}{f_y}$	$5,00 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$			-
NBR 8800 (2024)	$f_y \leq 460$	$0,31 \cdot \frac{E_s}{f_y}$	$5,00 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$	$\leq 0,15 \cdot \frac{E}{f_y}$	$\leq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	-

3.METODOLOGIA

3.1. PROCEDIMENTO MEDOTOLÓGICO

Para a realização da análise de flambagem, foi utilizada a análise de perturbação linear *buckle* presente na biblioteca do *software* ABAQUS®, no qual há a determinação de autovalores e autovetores que correspondem à carga crítica de flambagem e à configuração deformada da estrutura, respectivamente. Esse tipo de análise é usualmente empregada para a estimativa de cargas críticas de flambagem (ponto de bifurcação do equilíbrio) de estruturas rígidas e, portanto, é perfeitamente adequada aos objetivos do presente trabalho.

Já para a situação pós-flambagem foi utilizada a análise estática, por meio do procedimento iterativo de cálculo *static, Riks*. Nessa etapa foram incluídas as imperfeições iniciais no modelo, bem como foram consideradas as não linearidades: física (comportamento de plasticidade) e geométrica (efeitos de segunda ordem). Foram aplicados deslocamentos correspondentes ao resultado obtido na análise *buckle*, em 100 incrementos. Todas as simulações em elementos finitos foram realizadas com o uso de computadores com as especificações descritas a seguir:

- 1 computador Intel Core i5 2.9 GHz e memória RAM de 16GB, com 12 processadores lógicos;
- 1 computador Intel Core i7 2.5 GHz e memória RAM de 16GB, com 12 processadores lógicos;
- Processamento em nuvem (recursos computacionais da Amazon Web Services Elastic Compute Cloud Platform – Amazon AWS -EC2. Número de concessão #408498/2022-6 e 421785/2022-5), instância com processadores AMD EPYC de 2ª geração de até 3,3 GHz, memória RAM de 128 GiB e 64 processadores lógicos.

3.2. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

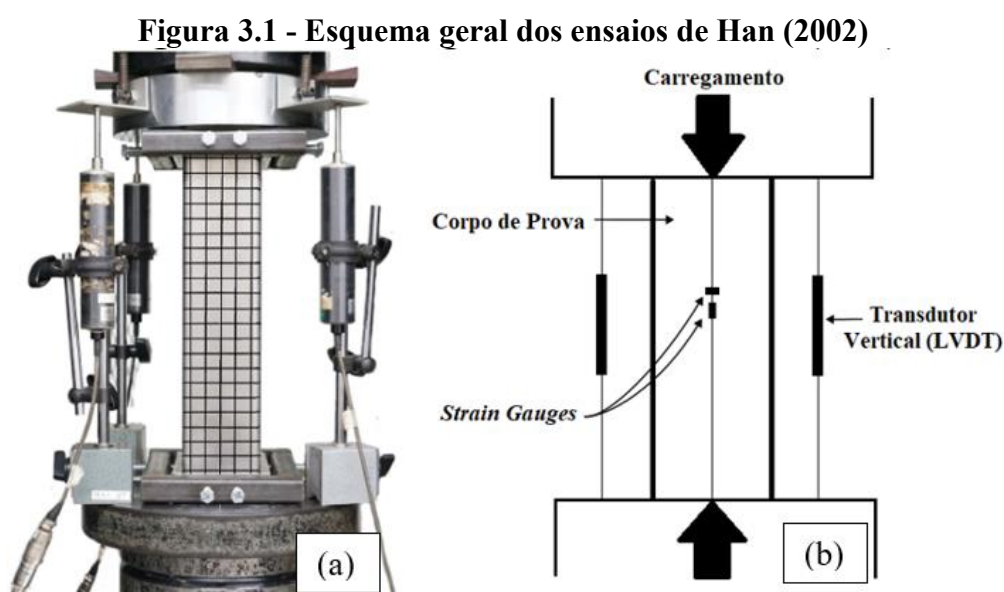
Para se verificar as condições adotadas no modelo numérico, foram realizados estudos de sensibilidade em conjunto com a calibração do modelo. A calibração foi baseada na comparação com resultados experimentais de Han (2002), Oliveira *et al.* (2009b), Zhou, Sun e Wu (2018), Ji *et al.* (2018 e 2021) e Panedpojaman, Sae-Long e Thepchatri (2021).

Cada estudo trouxe características relevantes para o desenvolvimento do modelo: Han (2002), Oliveira *et al.* (2009b) e Zhou, Sun e Wu (2018) realizaram experimentos em tubos preenchidos de concreto; Ji *et al.* (2018 e 2021) propuseram uma geometria com aberturas na alma e flanges tubulares preenchidas de concreto; e Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021) estudaram perfis com aberturas na alma em torno do maior eixo de inércia.

3.2.1. Han (2002)

O estudo de Han (2002) investigou colunas curtas de seções retangulares preenchidas com concreto sob carga axial, utilizando 24 espécimes. Foram analisados dois parâmetros: fator de confinamento (ξ) de 0,5 a 1,3 e relação de largura do tubo (b/h) de 1,0 a 1,75. Os objetivos foram descrever os testes, analisar a influência dos parâmetros no comportamento das colunas e comparar a precisão das previsões normativas. Os tubos foram todos fabricados em quatro chapas de aço soldadas em formato retangular e depois soldadas com um único bisel de solda de topo nos cantos.

Todos os testes foram realizados em um equipamento com capacidade de 2.000 kN, sendo as amostras colocadas na máquina de ensaio e as cargas adicionadas diretamente nelas. Oito extensômetros foram usados para cada amostra para medir deformações na altura média e dois transdutores de deslocamento foram usados para medir a deformação axial, conforme esquematizado na Figura 3.1.



Fonte: (a) Fonte: Wang, Young e Gardner (2019b) e (b) Han (2002).

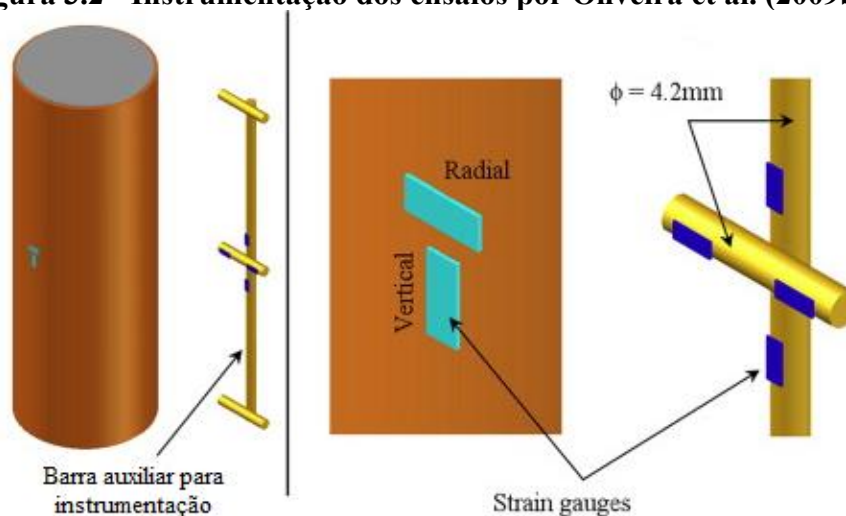
Para a realização dos ensaios foi utilizado um intervalo de carga inferior a um décimo da capacidade de carga estimada. Cada intervalo de carga foi mantido por cerca de 2 a 3 minutos. Todos os exemplares foram carregados até a falha. O modo de falha típico observado foi a instabilidade local (flambagem externa com dobramento para fora).

3.2.2. Oliveira *et al.* (2009b)

Oliveira *et al.* (2009b) caracterizaram e ensaiaram corpos-de-prova tubulares preenchidos de concreto de alta resistência, variando a classe do concreto e esbeltez do pilar. Os testes foram realizados usando um atuador hidráulico Instron 8506, com controle eletrônico de deslocamento, capacidade máxima de 2500 kN e com carga monotônica. Os espécimes foram submetidos a um carregamento axial monotônico a uma taxa inicial de 0,01 mm/s, até que a carga aplicada atingisse 70% da carga máxima prevista (calculada usando a formulação EN4).

A partir deste ponto, a taxa foi reduzida para 0,005 mm/s e mantida constante até atingir o nível de carga correspondente a 90% da carga máxima, que já se encontrava no ramo descendente da curva carga x deformação. A taxa foi então aumentada para 0,01 mm/s, depois para 0,02 mm/s na parte final do teste. Todo o processo levou cerca de 20 a 30 minutos, dependendo do comprimento do pilar. Essas taxas não causaram diferenças de comportamento entre pilares de diferentes comprimentos.

Em relação à instrumentação, todos os espécimes foram instrumentados com quatro LVDTs (Transdutores diferenciais variáveis lineares) colocados no perímetro do pilar por meio de um colar metálico. O comprimento de referência foi de 2/3 da altura do pilar. A deformação longitudinal dos espécimes foi obtida a partir da média das leituras desses quatro transdutores, o esquema é apresentado na Figura 3.2.

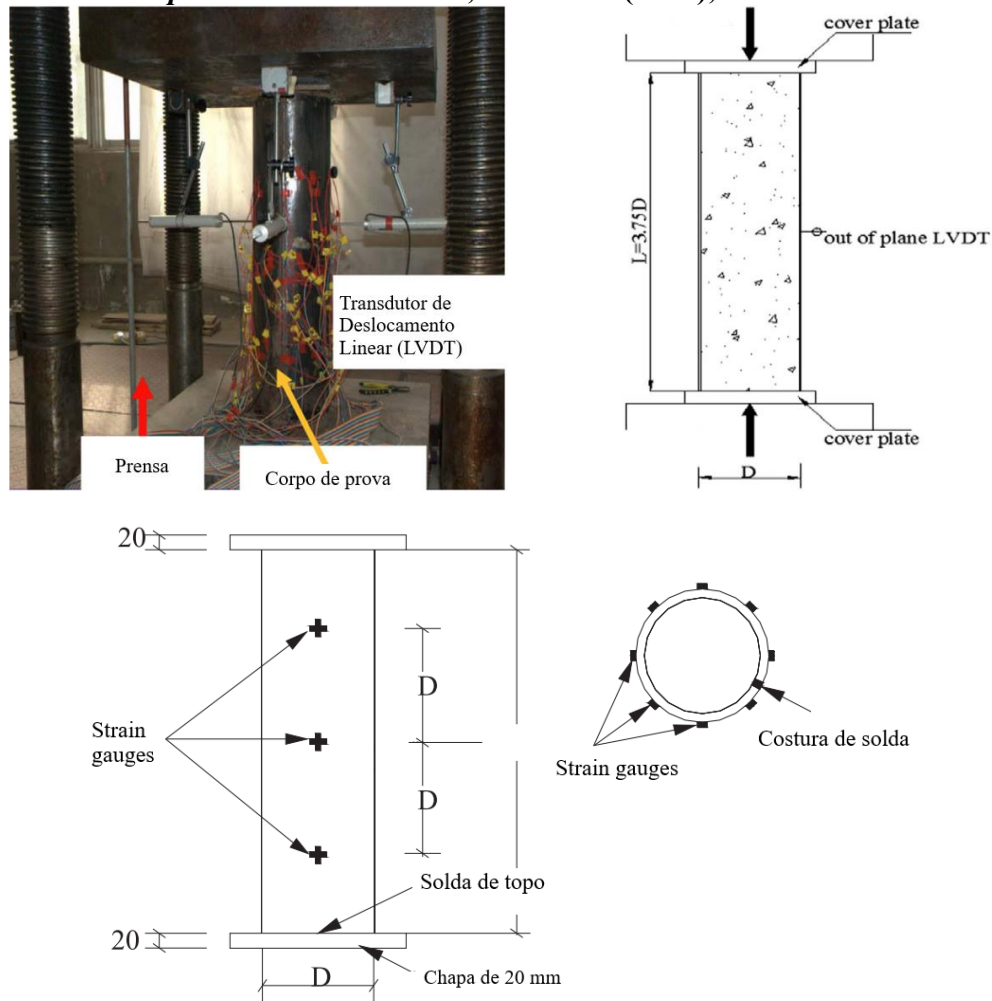
Figura 3.2 - Instrumentação dos ensaios por Oliveira et al. (2009b)

Fonte: Adaptado de Oliveira *et al.* (2009b).

3.2.3. Zhou, Sun e Wu (2018)

O estudo investigou o desempenho de estruturas tubulares de aço de alta resistência preenchidas com concreto com foco na relação diâmetro-espessura (D/t), no qual foram realizados testes experimentais em 15 corpos de prova com diferentes relações D/t (50 a 130) para avaliar o modo de falha, a relação carga-deformação e a resistência à compressão axial. Os testes experimentais utilizaram um equipamento de ensaio com capacidade de 5000 kN, sendo realizados testes preliminares dentro da faixa elástica ajustando a placa de carga com base nos oito extensômetros instalados no meio dos exemplares (Figura 3.3).

O processo de carregamento foi conduzido em duas etapas: na etapa inicial, foi adotado um carregamento controlado por carga com um incremento de 10% da carga máxima estimada (conforme prescrição normativa japonesa AIJ) até que fosse alcançado 60% da carga prevista; em seguida, foi alternado para um carregamento controlado por deslocamento. O incremento de deslocamento aplicado nesta etapa foi de 0,2 mm/min.

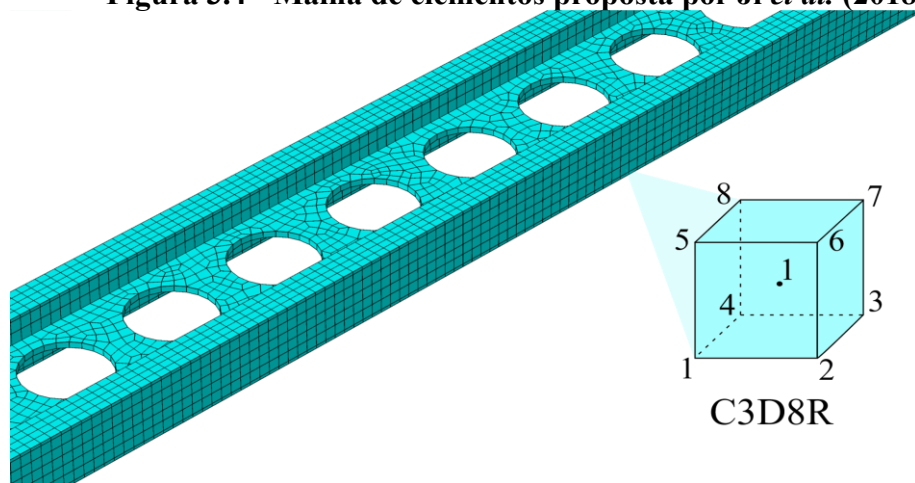
Figura 3.3 - Set-up dos ensaios de Zhou, Sun e Wu (2018), dimensões em milímetros

Fonte: Adaptado de Zhou, Sun e Wu (2018).

3.2.4. Ji *et al.* (2018)

Os autores realizaram uma análise não linear de estabilidade global de colunas do tipo H com flanges tubulares de aço preenchidos de concreto. A análise foi conduzida usando o programa ABAQUS® (Figura 3.4) e o primeiro modo de flambagem da coluna biarticulada foi empregado ao modelo como imperfeição inicial, com valor de amplitude de imperfeição de $L/1000$, e importando o modelo constitutivo simplificado para o aço e o modelo constitutivo não linear para o concreto, considerando o efeito do confinamento.

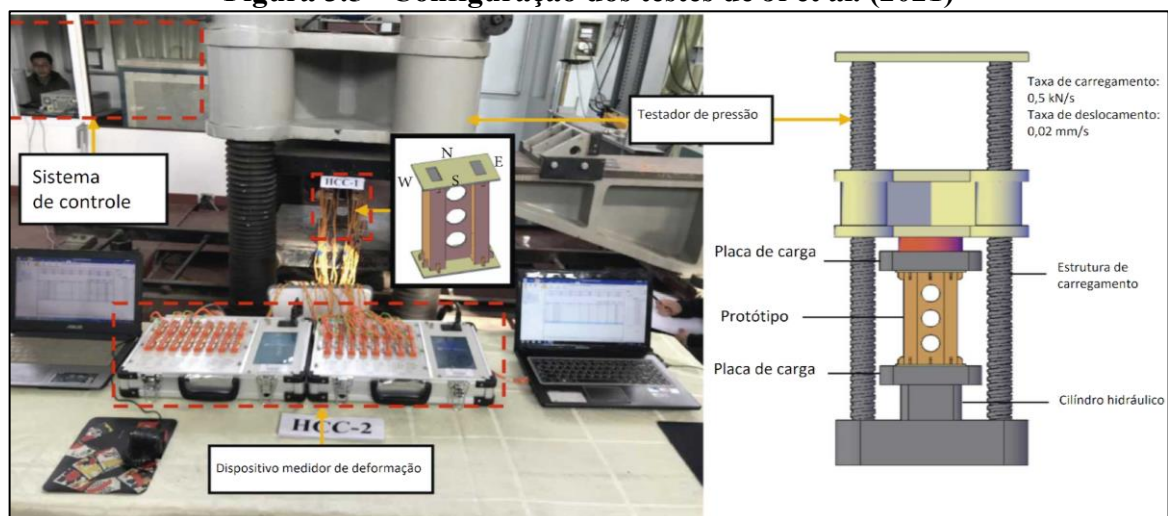
O estudo teve por objetivo avaliar a influência da classe de resistência do concreto (f_{cu}), índice de esbeltez (λ), e do fator de confinamento (ξ) na capacidade de carga e estabilidade das colunas. Os autores validaram o estudo numérico por meio de outros 17 experimentos em colunas CFST disponíveis na literatura, e 4 outros experimentos em vigas I com flanges tubulares superiores preenchidos de concreto.

Figura 3.4 - Malha de elementos proposta por Ji *et al.* (2018)

Fonte: Adaptado de Ji *et al.* (2018).

3.2.5. Ji *et al.* (2021)

Em um estudo experimental, os autores avaliaram o comportamento de colunas curtas do tipo H com flanges tubulares de aço preenchidas de concreto (Figura 3.5). Foram testados 16 protótipos variando os parâmetros: fator de confinamento (ξ), resistência do concreto (f_{cu}), espessura da alma do aço (t_2) e esbeltez (λ). Os resultados revelaram falhas por cisalhamento nos flanges de concreto. As curvas carga-deslocamento mostraram três estágios distintos: deformação elástica, deformação elástico-plástica e queda de carga com deformação residual. Uma fórmula analítica foi desenvolvida para prever a capacidade de carga axial dessas colunas.

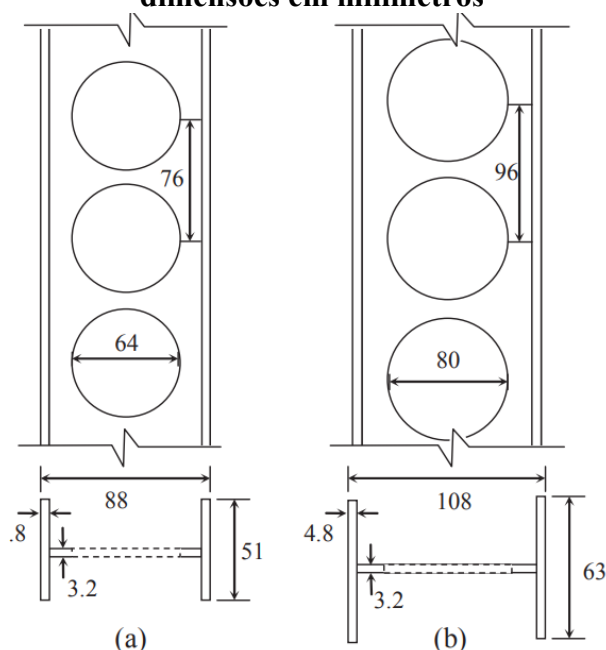
Figura 3.5 - Configuração dos testes de Ji *et al.* (2021)

Fonte: Adaptado de Ji *et al.* (2021).

3.2.6. Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021)

Os autores realizaram uma investigação experimental e numérica sobre o comportamento de vigas-colunas celulares duplamente simétricas biapoiadas, focando na resistência ao redor do eixo com maior inércia. Eles analisaram combinações de flexão e compressão axial, aplicando a carga de compressão com excentricidades. A Figura 3.6 mostra as seções H utilizadas, com as respectivas aberturas.

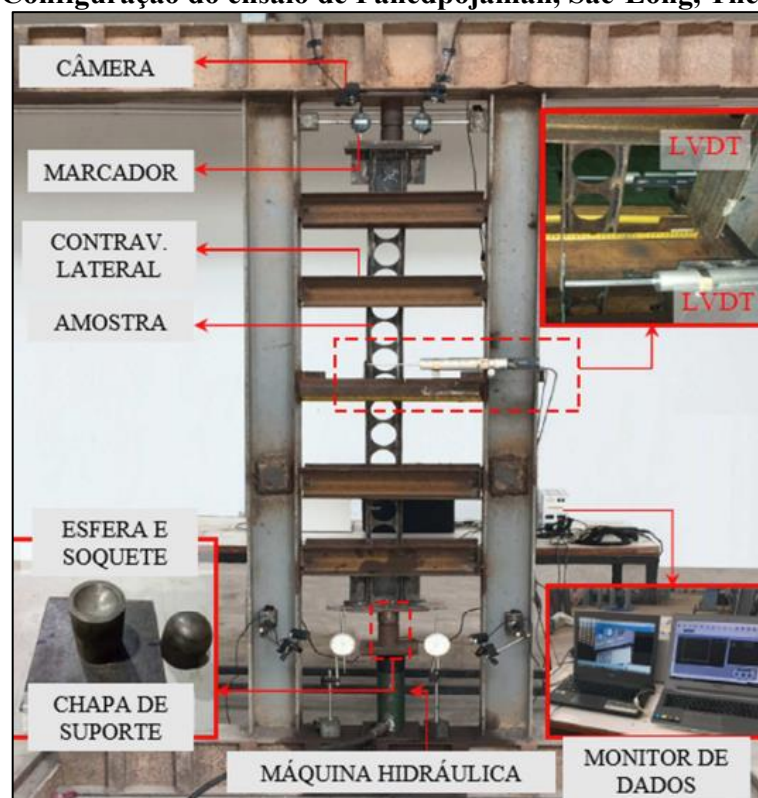
Figura 3.6 - Perfis estudados por Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021), dimensões em milímetros



Fonte: Panedpojaman, Sae-Long e Thepchatri (2021).

Para montar o aparato experimental, foram soldadas chapas de 10 mm de espessura em cada extremidade dos perfis. Chapas de 4,8 mm foram adicionadas como enrijecedores para transferir o momento para os perfis. A Figura 3.7 ilustra a configuração dos equipamentos para os experimentos.

Um par de esfera e soquete simulou as rótulas de apoio, sendo a altura da esfera de 60 mm. Chapas de 15 mm foram parafusadas à bola e ao soquete como base dos suportes. Após ajustar a posição relativa entre as linhas centrais dos perfis e suportes para obter a excentricidade, eles foram soldados. Para garantir que a instabilidade ocorresse apenas em torno do eixo de maior inércia, foram utilizados cinco pares de contraventamentos laterais.

Figura 3.7 - Configuração do ensaio de Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021)

Fonte: Adaptado de Panedpojaman, Sae-Long e Thepchatri (2021).

Para os modelos numéricos de validação, foram considerados os testes realizados com as chapas soldadas dos perfis, resultando nos seguintes valores médios: $f_y = 460 \text{ MPa}$ e $f_u = 411 \text{ MPa}$. O módulo de elasticidade adotado foi de 200 MPa e o coeficiente de Poisson (ν) foi definido como 0,3, conforme sugerido por autores. Como a deformação última (ϵ_u) não foi especificada, utilizou-se um valor arbitrário de 0,1725%.

O modelo constitutivo para o aço nesse estudo de validação foi o elastoplástico com encruamento linear. A introdução das imperfeições geométricas foi realizada utilizando-se o comando imperfeição, com amplitude de $L/500$, esta técnica é justificada pelos próprios autores para considerar indiretamente tensões residuais.

3.2.7. Estudo de Validação

Com base nos experimentos apresentados, foram selecionados espécimes e protótipos específicos de cada autor, com intuito de compreender o comportamento estrutural de pilares mistos preenchidos de concreto e perfis alveolares. Essa escolha permitiu que cada modelo elucidasse um aspecto ou característica relevante para o estudo paramétrico. A Tabela 3.1 apresenta os modelos selecionados para este estudo.

Tabela 3.1 - Parâmetros do Estudo de Validação

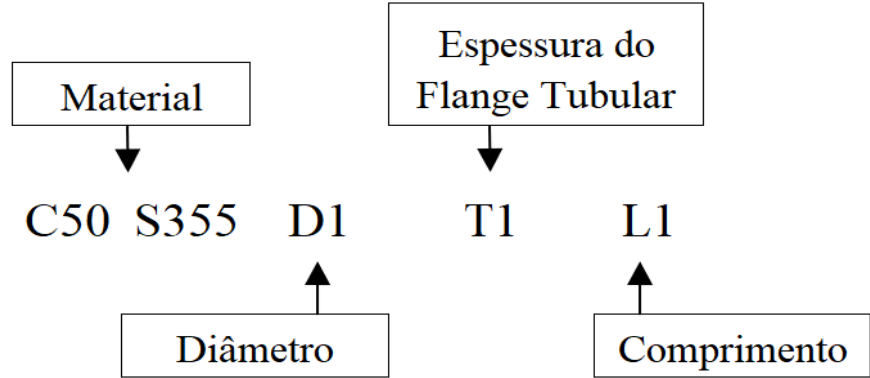
Referência	Geometria	f_c (MPa)	f_y (MPa)	D-B (mm)	h (mm)	t (mm)	ξ	λ	N_{exp} (kN)
Han (2002) Oliveira <i>et al.</i> (2009b)	Retangular – R1	50,7	228	100x100	300	2,86	0,70	35,0	780,0
	Circular – C1	58,7	287,3	114,3	342,9	3,35	0,63	34,1	952,0
	Circular – C2	58,7	287,3	114,3	342,9	6,00	1,22	19,1	1329,1
	Circular – C3	88,8	287,3	114,3	342,9	6,00	0,80	19,1	1496,0
Zhou, Sun e Wu (2018)	Circular – C140	42,4	734	141,4	525,0	2,35	1,21	60,2	1588,0
Ji <i>et al.</i> (2022c)	*Retangular – H1	32,8	345	320x500	2240	8,00	0,73	19,4	16570,0
Ji <i>et al.</i> (2018)	*Retangular – C6	**30	345	100x200	6000	10,0	6,70	110,84	3328,21
	*Retangular – C7	**30	345	100x200	7000	10,0	6,70	129,31	2527,19
Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021)	Perfil I – CC80-40	-	345	51x88	1500	-	-	-	105,0
	Perfil I – CC80-60	-	345	51x88	1500	-	-	-	78,0

Não foram selecionados perfis que não atendem ao limite de $0,5 \leq \xi \leq 2,0$.
*Perfil tubular duplo
**Resistência cúbica

3.3. ESTUDO PARAMÉTRICO

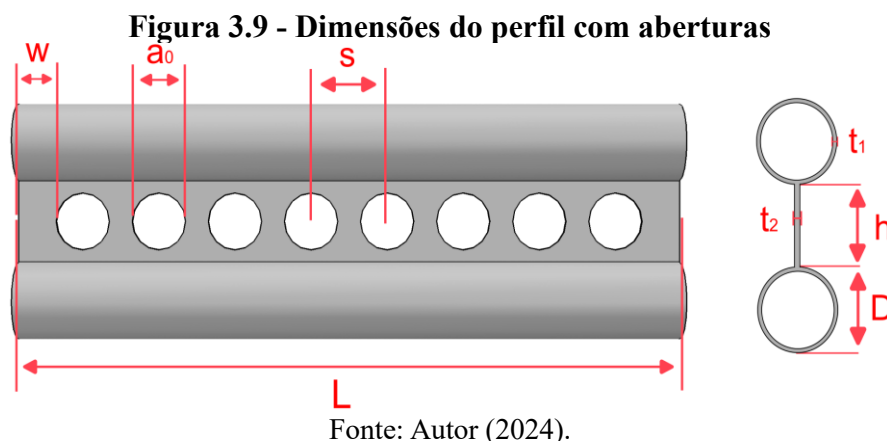
Os modelos (Figura 3.8) foram criados de modo a possibilitar a análise de um amplo espectro de variáveis. Dentre as variáveis da seção transversal foram analisados o efeito da alteração em: diâmetro do tubo (D), comprimento do perfil (L), espessura do tubo (t_1) e da alma (t_2). Foi analisado também o efeito da mudança das propriedades dos materiais, considerando as classes de resistência S355-460 para o aço, e C50 para o concreto.

Figura 3.8 – Nomenclatura para os perfis criados



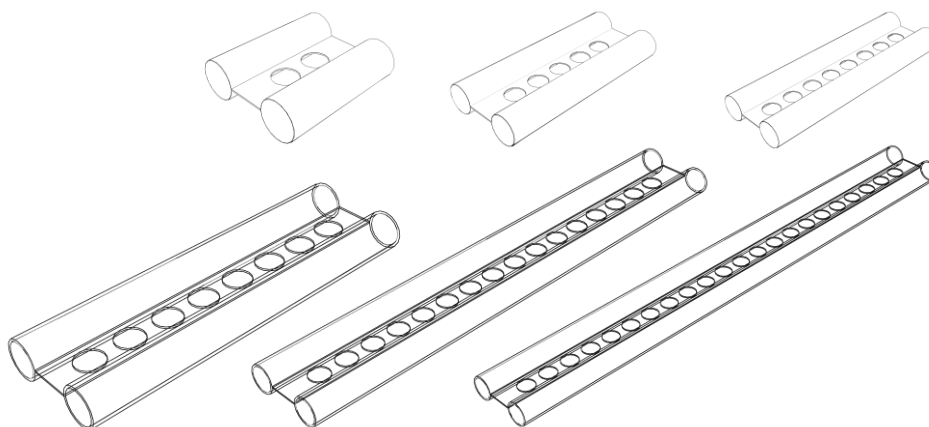
Fonte: Autor (2024).

Para o estudo dos parâmetros alveolares, optou-se pela normalização em função da altura inicial do perfil base (h_0), de modo que na análise paramétrica a altura do alvéolo é expressa pela relação a_0/h_0 e o comprimento da parte reta é expresso pela relação w/d_0 . A Figura 3.9 apresenta as dimensões de um perfil com aberturas.



As aberturas são definidas de maneira a proporcionar uma razão de expansão do perfil de 2,33. Dessa maneira, o perfil alveolar é 233% maior do que o perfil base utilizado para a sua fabricação. O modelo numérico não considera o filete de solda. Conforme mostrado na Figura 3.10, os comprimentos foram definidos para proporcionar no mínimo a alocação de duas aberturas, formando a região do montante da alma entre elas, além de obedecerem a uma relação de L/B maior ou igual a 3 e menor que 10, conforme sugere a literatura (Oliveira *et al.*, 2009b). Dessa forma, os comprimentos variam entre 0,676 e 1,78 metros. Com isto, foram analisados 144 modelos em elementos finitos no estudo paramétrico, totalizando 288 simulações numéricas (*buckle* e *post-buckle*).

Figura 3.10 - Perfis propostos para o Estudo Paramétrico



Fonte: Autor (2024).

A Tabela 3.2 apresenta as dimensões e características de cada um dos perfis utilizados no estudo paramétrico, sendo o diâmetro dos tubos (D), a altura da alma (h) e as espessuras do tubo (t_1) e da alma (t_2) dos perfis.

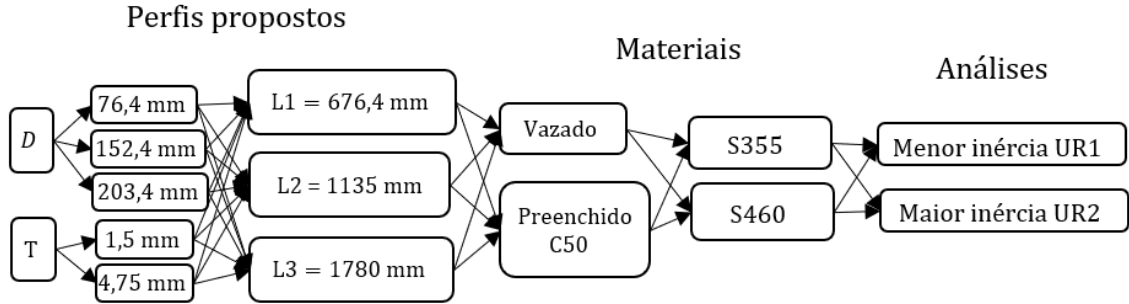
Tabela 3.2 - Dimensões dos perfis propostos

ID	$D, h, t_1 \text{ e } t_2$ (mm)	$w, a_0 \text{ e } s$ (mm)	L (mm)
D1-T1-L1	76,2 x 76 x 1,5 x 3,2	45,6 x 53,2 x 76	676,4
D2-T1-L1	152,4 x 150 x 1,5 x 4,8	120,7 x 105 x 165	676,4
D3-T1-L1	203,2 x 200 x 1,5 x 6,4	168,2 x 140 x 200	676,4
D1-T2-L1	76,2 x 76 x 4,75 x 3,2	45,6 x 53,2 x 76	676,4
D2-T2-L1	152,4 x 150 x 4,75 x 4,8	120,7 x 105 x 165	676,4
D3-T2-L1	203,2 x 200 x 4,75 x 6,4	168,2 x 140 x 200	676,4
D1-T1-L2	76,2 x 76 x 1,5 x 3,2	74,9 x 53,2 x 76	1335,0
D2-T1-L2	152,4 x 150 x 1,5 x 4,8	113,2 x 105 x 165	1335,0
D3-T1-L2	203,2 x 200 x 1,5 x 6,4	167,4 x 140 x 200	1335,0
D1-T2-L2	76,2 x 76 x 4,75 x 3,2	74,9 x 53,2 x 76	1335,0
D2-T2-L2	152,4 x 150 x 4,75 x 4,8	113,2 x 105 x 165	1335,0
D3-T2-L2	203,2 x 200 x 4,75 x 6,4	167,4 x 140 x 200	1335,0
D1-T1-L3	76,2 x 76 x 1,5 x 3,2	65,9 x 53,2 x 76	1780,0
D2-T1-L3	152,4 x 150 x 1,5 x 4,8	95 x 105 x 165	1780,0
D3-T1-L3	203,2 x 200 x 1,5 x 6,4	120 x 140 x 200	1780,0
D1-T2-L3	76,2 x 76 x 4,75 x 3,2	65,9 x 53,2 x 76	1780,0
D2-T2-L3	152,4 x 150 x 4,75 x 4,8	95 x 105 x 165	1780,0
D3-T2-L3	203,2 x 200 x 4,75 x 6,4	120 x 140 x 200	1780,0

Fonte: Autor (2024).

No total, 18 perfis tubulares com dimensões comerciais foram empregados. Os perfis são bissimétricos e foram escolhidos de modo a proporcionar 6 conjuntos de perfis. Cada um destes conjuntos é composto de 3 perfis que possuem aproximadamente a mesma seção transversal, apenas com diferentes espessuras da alma (t_2). Com essas variáveis espera-se observar o comportamento do perfil em relação aos seus dois eixos de inércia. A Figura 3.11 apresenta um fluxograma detalhado das variáveis consideradas para análise.

Figura 3.11 - Fluxograma para as variáveis do estudo paramétrico



Fonte: Autor (2024).

Os procedimentos analíticos para determinar a capacidade de carga axial em pilares mistos podem ser adaptados para perfis com aberturas, desde que as propriedades geométricas da seção transversal sejam calculadas na linha central dessas aberturas. Esse método, conhecido como abordagem de seção dupla T (Sonk; Belis, 2015). Particularmente neste estudo, os flanges do perfil são tubulares circulares e a seção de concreto preenchida. Dessa maneira, utilizou-se a ferramenta *massprop* no *software* AUTOCAD® para calcular as propriedades geométricas das seções de alma cheia e com aberturas, e aplicando-se o método de Sonk e Belis (2015) obteve-se o momento de inércia para os perfis de aço. Em relação a seção de concreto, o cálculo pode ser realizado por meio do teorema de Steiner, ou teorema dos eixos paralelos. Os valores para as propriedades geométricas dos perfis são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Propriedades geométricas dos perfis

ID	$A_c (mm^2)$	$I_{cx}(cm^4)$	$I_{cy}(cm^4)$	$A_s (mm^2)$	$I_{sx}(cm^4)$	$I_{sy}(cm^4)$
D1T1L1	8416,70	922,38	19779,03	862,11	49,39	468,85
D1T1L2	8416,70	922,38	19779,03	862,11	49,39	468,85
D1T1L3	8416,70	922,38	19779,03	862,11	49,39	468,85
D1T2L1	6988,30	726,12	16382,6	2290,51	136,80	1334,10
D1T2L2	6988,30	726,12	16382,6	2290,51	136,80	1334,10
D1T2L3	6988,30	726,12	16382,6	2290,51	136,80	1334,10
D2T1L1	35060,74	10192,24	325506,65	1890,2	401,85	3747,90
D2T1L2	35060,74	10192,24	325506,65	1890,2	401,85	3747,90
D2T1L3	35060,74	10192,24	325506,65	1890,2	401,85	3747,90
D2T2L1	32076,31	8943,76	297418,03	4874,63	1192,69	11325,14
D2T2L2	32076,31	8943,76	297418,03	4874,63	1192,69	11325,14
D2T2L3	32076,31	8943,76	297418,03	4874,63	1192,69	11325,14
D3T1L1	62957,58	28463,14	1039273,8	2732,98	967,26	9043,47
D3T1L2	62957,58	28463,14	1039273,8	2732,98	967,26	9043,47
D3T1L3	62957,58	28463,14	1039273,8	2732,98	967,26	9043,47
D3T2L1	58935,79	25701,78	971940,9	6754,77	2950,13	27763,07
D3T2L2	58935,79	25701,78	971940,9	6754,77	2950,13	27763,07
D3T2L3	58935,79	25701,78	971940,9	6754,77	2950,13	27763,07

Fonte: Autor (2024).

3.3.1. Modelos Constitutivos

As simulações foram feitas considerando os dados apresentados na Tabela 3.4, sendo adotado o modelo *Concrete Damage Plasticity* (CDP) para o comportamento do concreto, o

qual é um critério baseado nos modelos propostos por Hillerborg, Modéer e Petersson (1976), Lubliner *et al.* (1989) e Lee e Fenves (1998).

Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas dos materiais para o estudo paramétrico

Material	E (MPa)	ν	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Concreto	35654	0,2	50	-	-
Tubo de aço	206000	0,3	-	345	450
	206000	0,3	-	460	550

Fonte: Autor (2024).

O CDP, disponível na biblioteca do *software* ABAQUS®, é amplamente utilizado na modelagem de concreto e outros materiais com comportamento frágil (Ferreira; Martins; Nardin, 2020), sendo a relação constitutiva para o concreto utilizada baseada no modelo proposto por Han, Yao e Tao (2007), no qual os valores dos parâmetros para modelagem do concreto C50 são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Parâmetros CDP e relação constitutiva

Classe	ψ	ϵ	f_{b0}/f_{c0}	K	μ	σ_{real} (MPa)	$\epsilon_{inelástica}$
C50	27,73	0,1	1,106	0,713	0,00001	43,5	0
						58	0,0014
						55,71191	0,00283
						47,47177	0,00578
						34,71366	0,01159
						27,0169	0,01729
						22,04715	0,02292
						18,6014	0,02852
						16,07926	0,03409
						14,15582	0,03965
						12,64158	0,0452
						11,41898	0,05075
						10,41142	0,05628
						9,56689	0,06182
						8,84885	0,06735
						7,95317	0,07564
						7,22195	0,08393
						6,61375	0,09222
						6,09996	0,1005
						5,66018	0,10879

Fonte: Autor (2024).

O ABAQUS® opera com tensões e deformações reais, exigindo a conversão de valores nominais para valores reais antes da incorporação nas propriedades que definem o comportamento plástico do modelo. As propriedades reais obtidas por meio da relação constitutiva adotada para o aço e inseridas no programa estão apresentadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Propriedades para os perfis de aço inseridas no programa

Aço	$\sigma_{nominal}$ (MPa)	$\epsilon_{nominal}$	σ_{real} (MPa)	ϵ_{real}	$\epsilon_{real\ elástica}$	$\epsilon_{inelástica}$
S355	355,00	0,01723	355,61	0,01720	0,01730	0,0
	374,44	0,02914	385,36	0,02873	0,00187	0,02686
	391,69	0,03414	405,07	0,03357	0,00197	0,03161
	406,92	0,03914	422,85	0,03840	0,00205	0,03634
	420,30	0,04414	438,85	0,04320	0,00213	0,04107
	431,98	0,04914	453,21	0,04797	0,00220	0,04577
	442,12	0,05414	466,05	0,05273	0,00226	0,05047
	450,86	0,05914	477,52	0,05746	0,00232	0,05514
	490,00	0,15811	567,48	0,14679	0,00275	0,14404
S460	460,00	0,00233	461,03	0,00223	0,00224	0,0
	478,45	0,03206	493,79	0,03156	0,00240	0,02916
	493,10	0,03706	511,37	0,03639	0,00248	0,03391
	504,63	0,04206	525,86	0,04120	0,00255	0,03865
	513,63	0,04706	537,80	0,04599	0,00261	0,04338
	520,58	0,05206	547,68	0,05075	0,00266	0,04810
	525,88	0,05706	555,89	0,05550	0,00270	0,05280
	529,89	0,06206	562,77	0,06021	0,00273	0,05748
	540,00	0,16971	631,64	0,15675	0,00307	0,15369

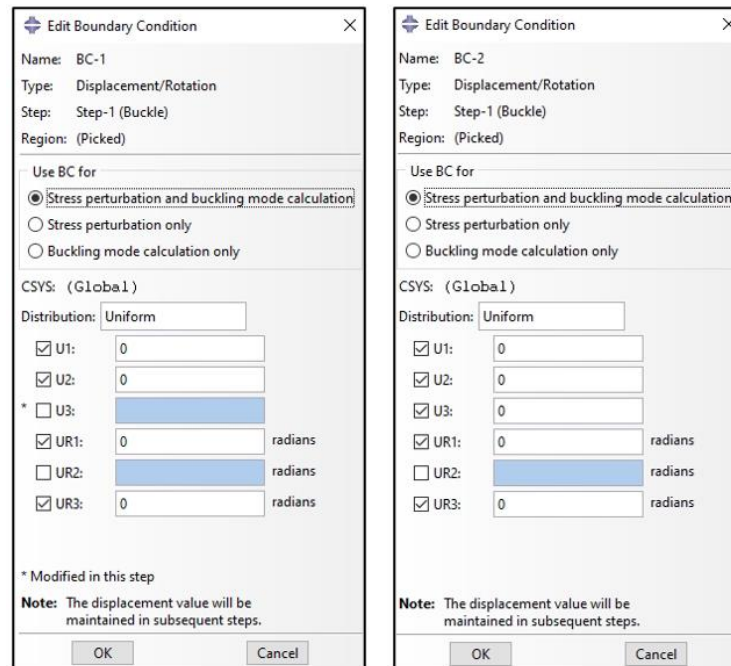
Fonte: Autor (2024).

3.3.2. Propriedades de Contato, Condições de Contorno e Malha de Elementos

Para a análise não linear físico-geométrica foram consideradas vinculações biapoias para os perfis com intuito de avaliar a estabilidade da coluna. Para o estudo de validação também se aplicou condições de engaste ao modelo para simular os testes experimentais com fidelidade. Colunas curtas submetidas a ensaios de compressão axial usualmente são modeladas com essas condições de contorno.

Para o estudo paramétrico, todos os graus de liberdade foram restringidos, exceto o deslocamento vertical e a rotação em torno do eixo considerado. Este tipo de restrição é comum em ensaios de compressão axial, particularmente quando se estuda o comportamento de pilares suscetíveis à instabilidade global (Ji *et al.*, 2018; Panedpojaman *et al.* 2021; Li *et al.*, 2022).

Dessa forma, foram restringidos os deslocamentos horizontais, longitudinais e verticais (U1, U2 e U3) em uma das extremidades, bem como as rotações destes pontos (UR1, UR2 e UR3). No ponto de aplicação da carga, foram liberados o deslocamento vertical (U3) e rotação em torno do eixo considerado (UR1 ou UR2). A Figura 3.12 ilustra as condições de contorno adotadas, condições idênticas ou semelhantes foram utilizadas por outras referências (Ji *et al.*, 2018; Panedpojaman; Sae-Long; Thepchatri, 2021).

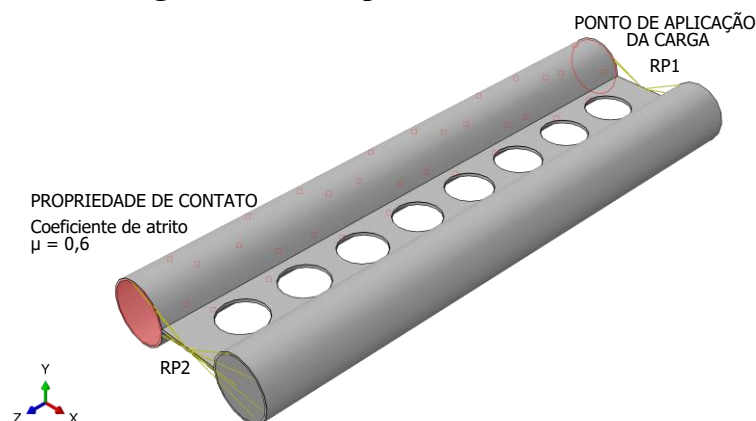
Figura 3.12 - Condições de contorno

(a) Topo da coluna

(b) Base da coluna

Fonte: Autor (2024).

As condições de contorno foram aplicadas ao modelo utilizando a ferramenta *couplaging* que solidariza a superfície da seção a um ponto de aplicação. As opções de interação (*interaction*) e restrição (*constraint*) disponível no *software* ABAQUS® foram adotadas para a interação entre o tubo de aço e concreto. No geral, o contato superfície a superfície é utilizado para a simulação da interação do tubo de aço e do concreto, podendo ser definido um par de superfície de contato composto pela superfície interna do tubo de aço e a superfície externa do núcleo de concreto (Figura 3.13).

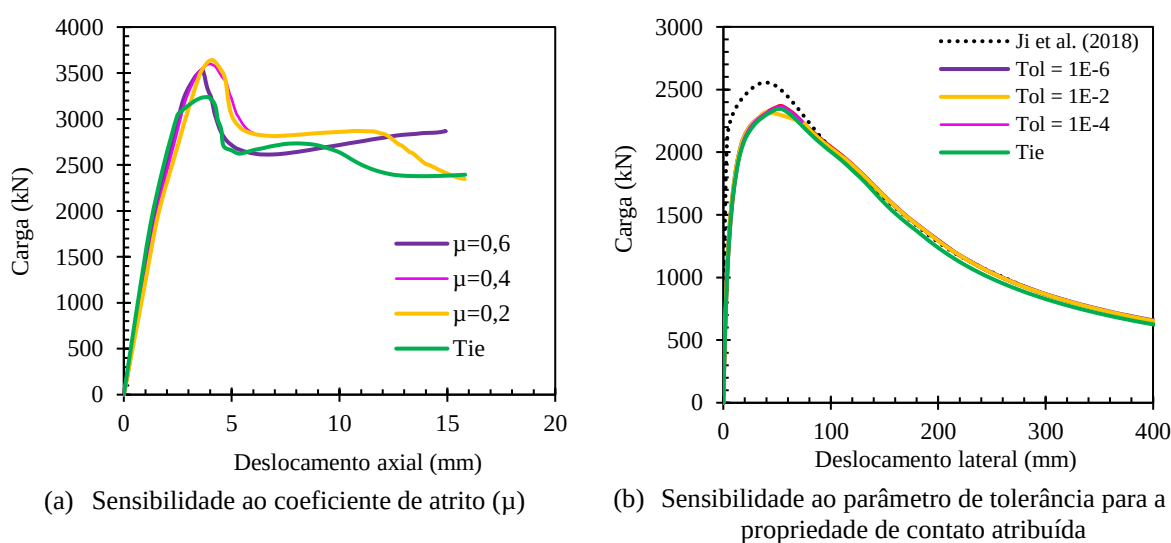
Figura 3.13 – Propriedades de contato

Fonte: Autor (2024).

Para a interface pode ser especificado contato rígido na direção normal e o contato tangente pode ser simulado pelo modelo de atrito de Coulomb. O comportamento do pilar não é sensível ao coeficiente de atrito (μ) entre o aço e o concreto (Figura 3.14), uma vez que são carregados simultaneamente e há pouco ou nenhum deslizamento entre o tubo de aço e o concreto. Entretanto, os valores usuais recomendados na literatura variam entre 0,2 e 0,6 para o coeficiente de atrito (Tao; Wang; Yu, 2013). Para este trabalho foi adotado $\mu = 0,6$.

Problemas de convergência podem ser encontrados quando propriedades de contato são definidas. Com base no teste de sensibilidade realizado (Figura 3.14), observou-se que valores superiores a 0,01 podem resultar em imprecisões na análise, enquanto valores inferiores a esse limite não apresentaram diferenças significativas na resposta. Dessa maneira adotou-se uma tolerância de 0,001 para modelos que apresentaram problemas na convergência devido a introdução da propriedade de contato.

Figura 3.14 – Gráficos de sensibilidade do modelo a propriedades de contato



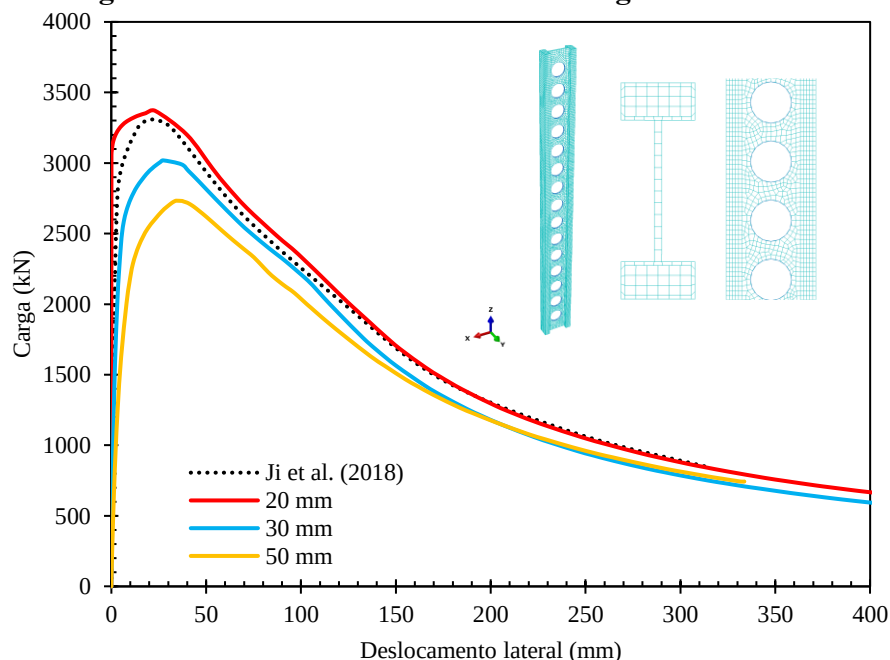
Fonte: Autor (2024).

Análises de convergência de malha foram realizadas para determinar a malha de elementos ideal para fornecer uma solução relativamente precisa com baixo tempo computacional. O gráfico da Figura 3.15 apresenta os resultados do teste realizado, no qual foram avaliadas malhas com dimensões de 50, 30 e 20 mm.

Observou-se que não há diferença significativa entre a utilização de malha livre e malha estruturada, sendo que a utilização de malha estruturada apenas aumenta a quantidade de elementos, sem ganho significativo na convergência do modelo. Percebeu-se também que boa convergência pode ser obtida com a malha de 20 mm, sendo este, definido como o tamanho de

malha padrão para a realização da análise paramétrica, a depender do tamanho da seção transversal e do comprimento de cada modelo.

Figura 3.15 – Gráfico do teste de convergência de malha

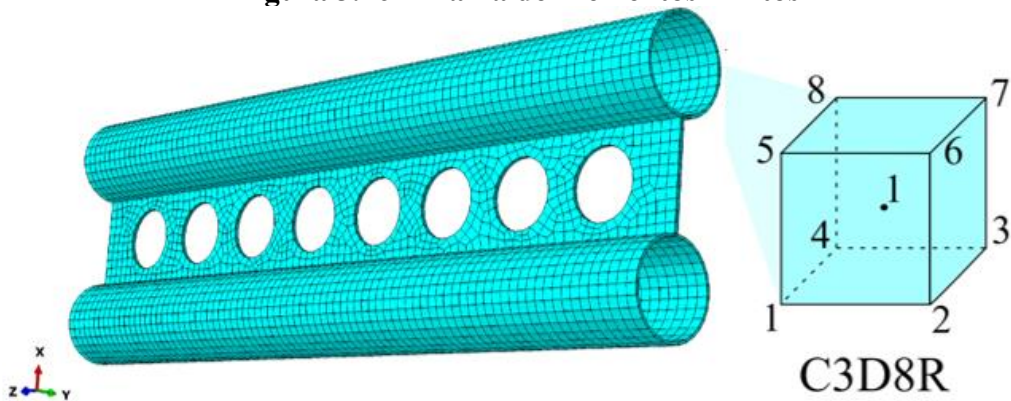


Fonte: Autor (2024).

O teste de convergência foi realizado em um perfil com as dimensões da seção transversal de $100 \times 200 \times 10$ mm (tubo) e 380×20 mm (alma) e com 6 m de comprimento, com base no estudo conduzido por Ji *et al.* (2018). Além do teste realizado, diversas análises de sensibilidade de malha em tubos preenchidos de concreto foram previamente documentadas na literatura científica. Recomendações para o tamanho médio da malha são apresentadas por Tao, Wang e Yu (2013), sugerindo uma relação de $D/15$ para tubos circulares, onde D representa o diâmetro do tubo.

A Figura 3.16 apresenta a configuração escolhida para a malha de elementos finitos do modelo, no qual foram adotados elementos sólidos hexaédricos lineares de oito nós com integração reduzida (C3D8R). Segundo Ferreira, Martins e Nardin (2020), o elemento C3D8R suporta análise plástica com grandes deformações. A malha foi utilizada em configuração livre com tamanho médio dos elementos variando entre 6 e 18 mm. Dessa maneira, os perfis do estudo paramétrico guardam uma proporção com a malha do perfil estudado por Ji *et al.* (2018) e dimensões próximas da relação recomendada por Tao, Wang e Yu (2013), conforme mostra a Tabela 3.7.

Figura 3.16 - Malha de Elementos Finitos



Fonte: Autor (2024).

Tabela 3.7 - Tamanho dos elementos da malha

Diâmetro do modelo	Tipo de elemento	Dimensão do elemento
D1 – 76,2 mm	C3D8R	6 mm
D2 – 152,4 mm	C3D8R	10,2 mm
D3 – 203,2 mm	C3D8R	18 mm

Fonte: Autor (2024).

4.RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

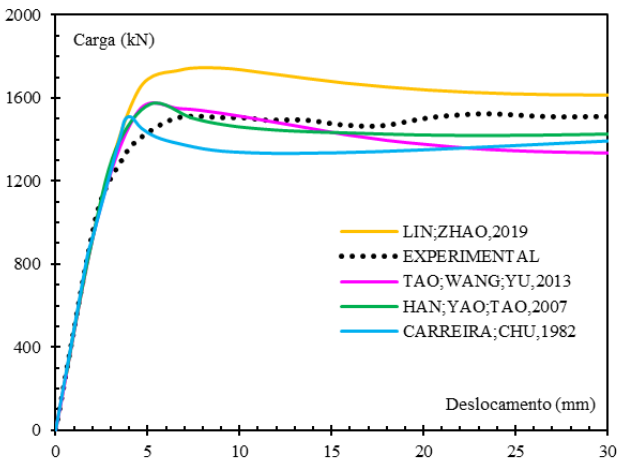
O modelo constitutivo adotado foi comparado a outros modelos propostos na literatura, utilizando o modelo numérico C140 como referência. Conforme ilustrado na Tabela 4.1 e na Figura 4.1, os resultados acompanharam o comportamento previsto, com exceção do modelo de Carreira e Chu (1985). Embora este não tenha sido desenvolvido especificamente para concreto confinado, seu comportamento mostrou-se semelhante aos demais.

Tabela 4.1 - Resultados para os diferentes modelos constitutivos

Modelo numérico – C140	N_{abq} (kN)	N_{abq} (kN)/ N_{exp} (kN)
HAN;YAO;TAO, 2007	1571,4	1,03
TAO;WANG,YU, 2013	1547,7	1,02
LIN;ZHAO, 2019	1701,5	1,12
CARREIRA; CHU,1985	1509,4	0,99

Fonte: Autor (2024).

Figura 4.1 - Comparativo entre os modelos constitutivos para C140



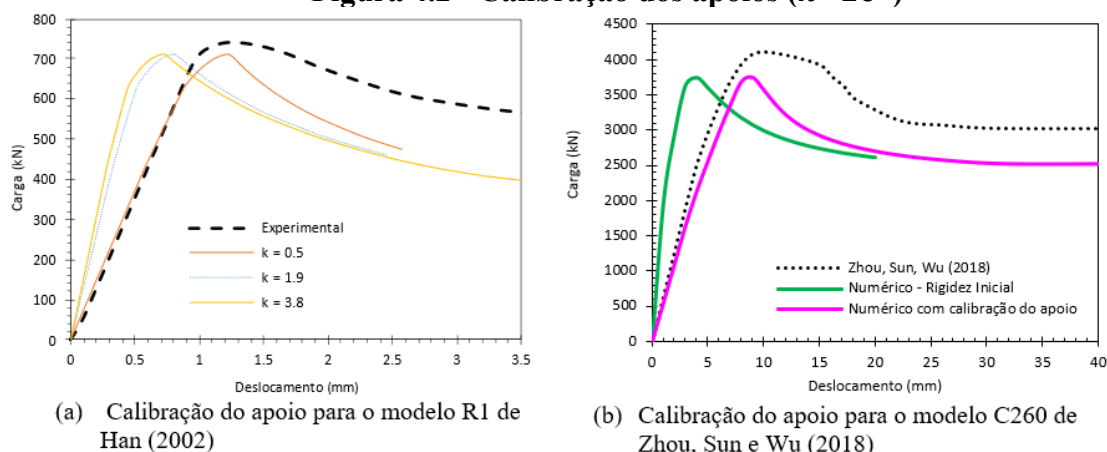
Fonte: Autor (2024).

Esse resultado indica que, para um modelo numérico baseado em elementos sólidos, a relação constitutiva não necessita ser modificada para que o concreto no interior do tubo experimente o efeito do confinamento, uma vez que o efeito é intrínseco nesse tipo de análise. No entanto, o modelo de Carreira e Chu (1985) apresentou a menor capacidade de carga quando comparado aos demais modelos e o modelo de Lin e Zhao (2019) apresentou a maior

capacidade de carga, seguido pelo modelo de Tao, Wang e Yu (2013). Essa análise permitiu concluir que o modelo de Han, Yao e Tao (2007) era adequado para o estudo.

Em relação aos módulos de elasticidade dos materiais, estes foram definidos, conforme anteriormente mencionado na revisão bibliográfica, de acordo com a característica da classe de resistência de cada material, seguindo as formulações normativas, quando não fornecidos pelos autores do estudo experimental. Também é importante destacar que a curva carga por deslocamento do modelo físico sofre interferência da acomodação dos apoios, por vezes, alterando o trecho elástico inicial. Dessa maneira a calibração do modelo em relação a sua rigidez inicial pode ser realizada levando esse fenômeno em consideração, conforme mostrado nos gráficos da Figura 4.2.

Figura 4.2 - Calibração dos apoios ($k \cdot 10^5$)



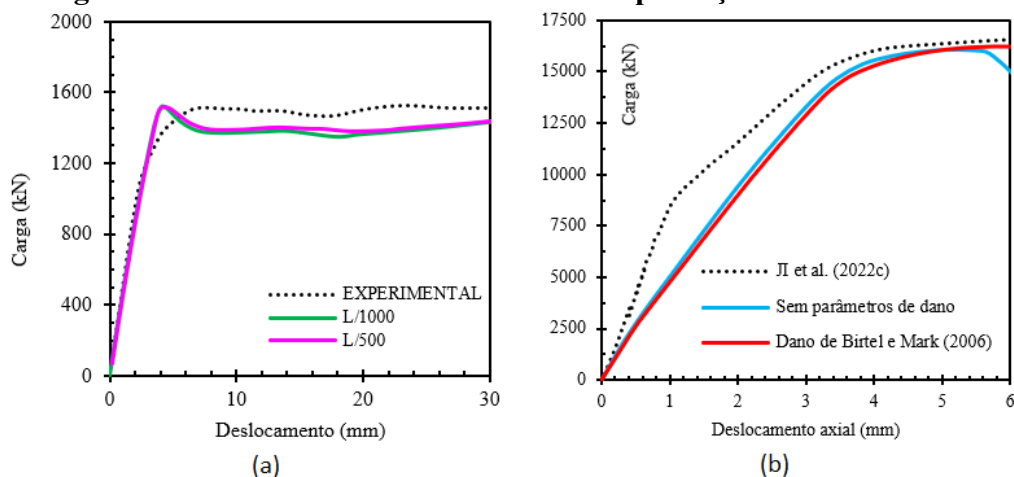
Fonte: Autor (2024).

De acordo com a literatura, o efeito das imperfeições iniciais não é significativo em estruturas tubulares preenchidas com concreto, uma vez que o preenchimento de concreto atenua esse efeito. A Figura 4.3a demonstra que as imperfeições iniciais não resultaram em diferenças significativas na curva de validação do experimento de Zhou, Sun e Wu (2018). Com base nisso, os estudos prosseguiram considerando uma imperfeição de $L/1000$ para o modelo. Com exceção dos modelos validados por meio do estudo de Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021), referente a estruturas metálicas, que foram tratados de forma distinta, dado que essas estruturas apresentam maior suscetibilidade aos efeitos de imperfeições iniciais, tanto geométricas quanto de tensões residuais.

Também é possível observar que se tratando apenas de colunas sob carregamento monotônico, as variáveis de dano não apresentam grande significância, uma vez que essas são representativas em ensaios cíclicos. No caso da compressão simples são observados resultados

conforme o gráfico da Figura 4.3b. Apesar de representarem um grande custo computacional, as variáveis de dano foram definidas conforme Birtel e Mark (2006).

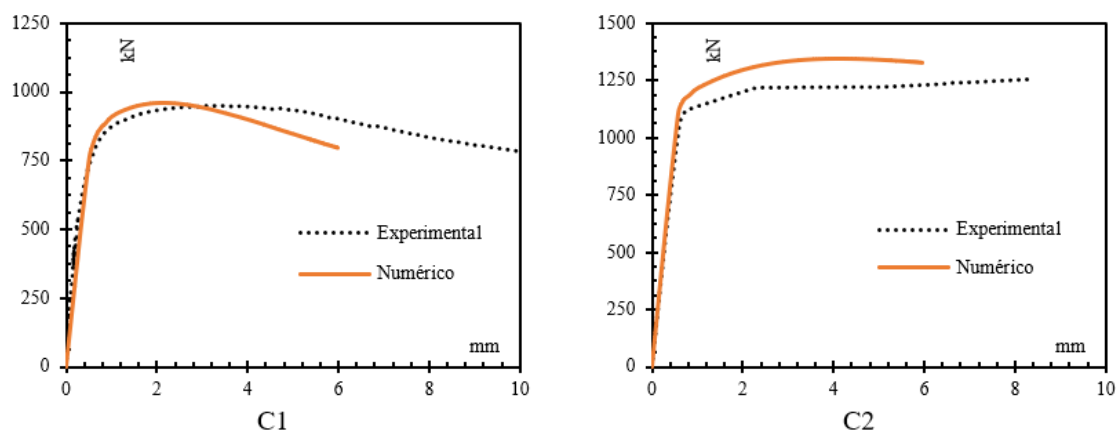
Figura 4.3 - Sensibilidade dos modelos a imperfeição inicial e ao dano



Fonte: Autor (2024).

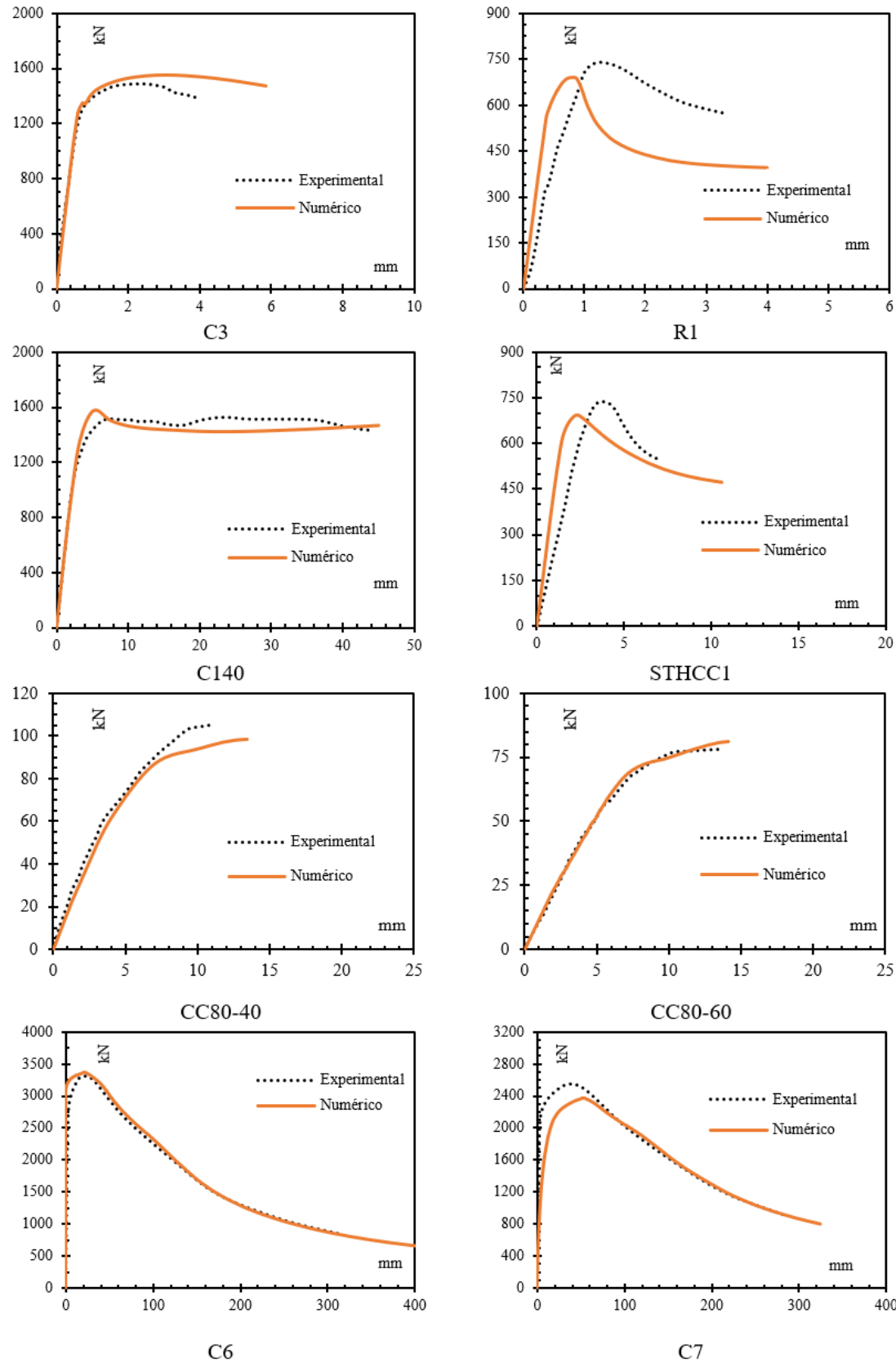
As curvas apresentadas nos gráficos das Figuras 4.4 e 4.5 representam as simulações obtidas para cada modelo numérico no estudo de validação. Observa-se que cada estudo possui características específicas que contribuem para a construção do modelo numérico deste trabalho. Os modelos de colunas curtas demonstram baixa deformabilidade e alta rigidez inicial, enquanto os modelos com maior esbeltez são mais suscetíveis a instabilidades. A Tabela 4.2 indica as respectivas cargas e modos de falha observados.

Figura 4.4 - Curvas obtidas no estudo de validação – parte 1



Fonte: Autor (2024).

Figura 4.5 - Curvas obtidas no estudo de validação – parte 2



Fonte: Autor (2024).

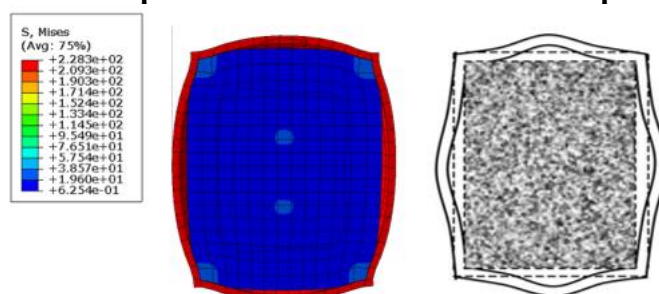
Tabela 4.2 - Resultados do estudo de validação

ID	Ref.	Experimental		Numérico		Exp./Num
		N _{exp} (kN)	Falha	N _{num} (kN)	Falha	
C1	Oliveira <i>et al.</i> (2009b)	952,0	Plastificação + Instabilidade Local	957,6	Plastificação + Instabilidade Local	0,99
C2	Oliveira <i>et al.</i> (2009b)	1329,1	Plastificação + Instabilidade Local	1344,4	Plastificação + Instabilidade Local	0,99
C3	Oliveira <i>et al.</i> (2009b)	1496,0	Plastificação + Instabilidade Local	1547,5	Plastificação + Instabilidade Local	0,97
R1	Han (2002)	656,1	Plastificação + Instabilidade Local	713,2	Plastificação + Instabilidade Local	0,92
STHCC1	Ji <i>et al.</i> (2021)	706,12	Cisalhamento + Instabilidade Local	694,3	Cisalhamento + Instabilidade Local	1,02
C6	Ji <i>et al.</i> (2018)	3328,2	Instabilidade Global	3369,29	Instabilidade Global	0,99
C7	Ji <i>et al.</i> (2018)	2527,2	Instabilidade Global	2352,2	Instabilidade Global	1,07
C140	Zhou, Su e Wu (2018)	1524,7	Cisalhamento	1571,4	Cisalhamento	0,97
CC80-40	Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021)	105,0	Instabilidade Global	98,0	Instabilidade Global	1,07
CC80-60	Panedpojamn Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021)	78,0	Instabilidade Global	81,1	Instabilidade Global	0,96

Fonte: Autor (2024).

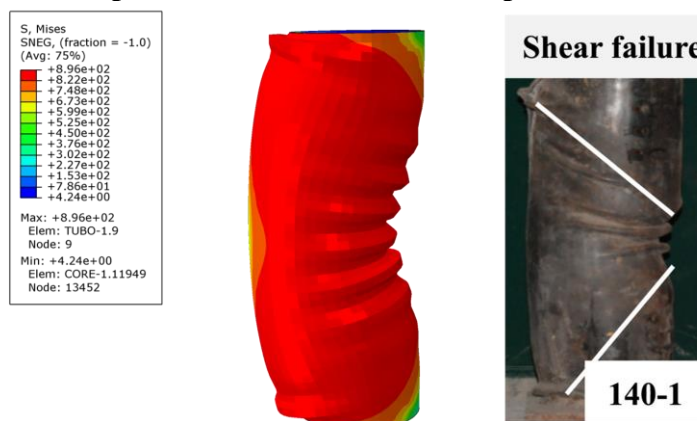
É importante destacar que o modelo não captura a falha, sendo um modelo de dano-plástico. No entanto, ele fornece indicativos sobre a possível falha, sugerindo que a ruptura poderia ocorrer na região de maior concentração de dano. Em relação ao tubo de aço, considera-se que a seção transversal pode atingir toda a sua capacidade resistente antes de ocorrerem instabilidades significativas. Após essas considerações, foram realizadas as comparações apresentadas na sequência.

Han (2002) descreve uma configuração típica de instabilidades em seções retangulares, resultante de suas investigações experimentais, o autor estudou seções compactas. O modelo numérico ilustra esse fenômeno observado (Figura 4.6), demonstrando que o efeito do confinamento não é efetivo em seções retangulares porque as partes planas do perfil não são rígidas o suficiente para resistir à pressão lateral do concreto em expansão (Oliveira *et al.*, 2009b).

Figura 4.6 - Falha por instabilidade local observado por Han (2002)

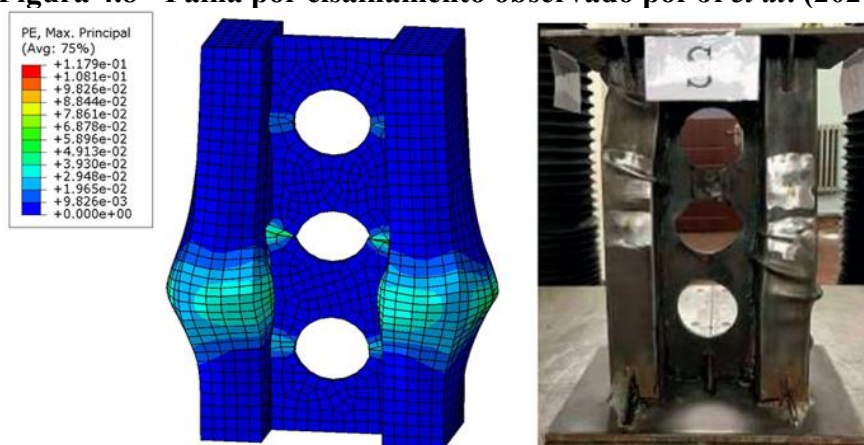
Fonte: Autor (2024).

Em seções com baixa taxa de aço, onde o fator de confinamento é reduzido, conforme indicado na literatura, observa-se o modo de falha por cisalhamento (*shear failure*). O experimento realizado por Zhou, Sun e Wu (2018) ilustra esse fenômeno. No modelo numérico analisado, o fator de confinamento era de 1,21 e a esbeltez local igual a 60. Os resultados do modelo numérico (Figura 4.7) concordaram com os dados experimentais e com a literatura, que indica que esse modo de falha pode ser observado em elementos com esbeltez local superior a 45 (Elchalakani; Ayough; Yang, 2021).

Figura 4.7 - Falha por cisalhamento observado por Zhou, Sun e Wu (2018)

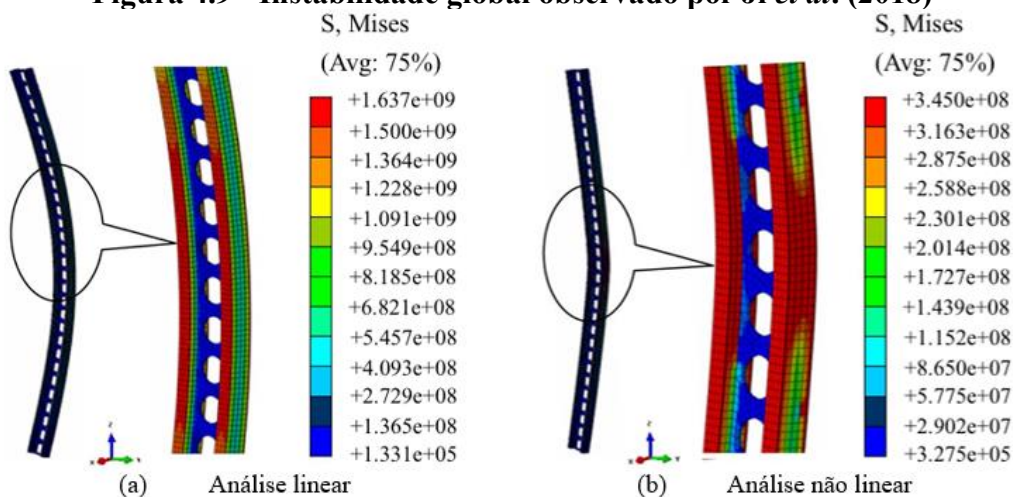
Fonte: Autor (2024).

Na validação do experimento de Ji *et al.* (2021), o modelo numérico indicou falha por instabilidade local com cisalhamento do concreto adjacente. O achatamento da abertura na alma do perfil em forma elíptica também é tipicamente descrito pelos autores (Figura 4.8). A diferença no modo de falha apresentado é que o modelo numérico indicou falha próxima ao meio da altura da seção, o que pode ser atribuído a uma concentração de tensões, ortotropia do concreto e/ou imperfeições. No entanto, ao observar a curva de carga-deslocamento, o comportamento apresenta boa concordância com a curva experimental.

Figura 4.8 - Falha por cisalhamento observado por Ji *et al.* (2021)

Fonte: Autor (2024).

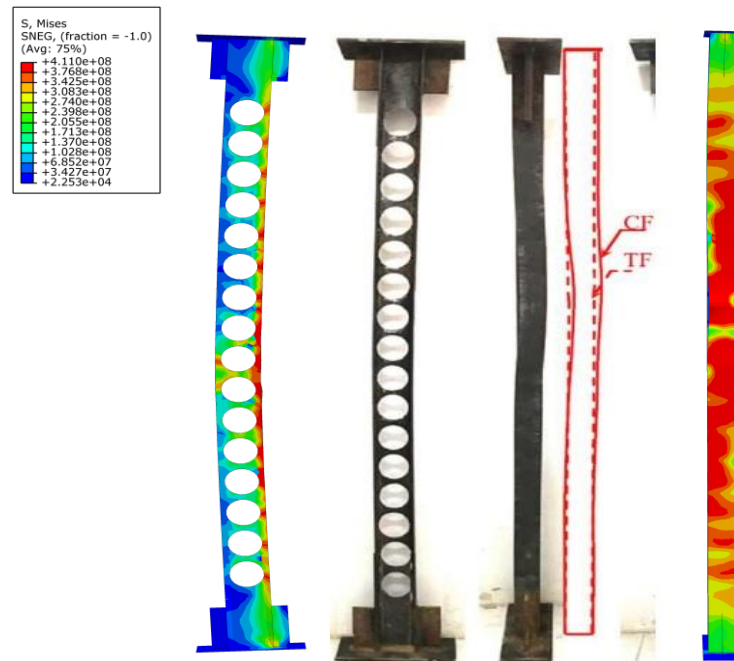
Em relação aos modelos de maior esbeltez, a instabilidade global é o modo de falha predominante, conforme destacado nas Figuras 4.9 e 4.10. No estudo de Ji *et al.* (2018) a introdução de imperfeições e das propriedades não lineares dos materiais provocou uma redução da capacidade de carga frente a análise elástica, sendo a instabilidade global o modo de falha observado.

Figura 4.9 - Instabilidade global observado por Ji *et al.* (2018)

Fonte: Autor (2024).

No estudo de Panedpojaman, Sae-Long e Thepchatri (2021), verificou-se que as colunas metálicas apresentaram maior suscetibilidade a instabilidades. Essa validação foi representativa, pois analisou um perfil com aberturas sequenciais na alma e considerou carregamentos excêntricos.

Figura 4.10 - Instabilidade global observado por Panedpojaman, Sae-Long, Thepchatri (2021)

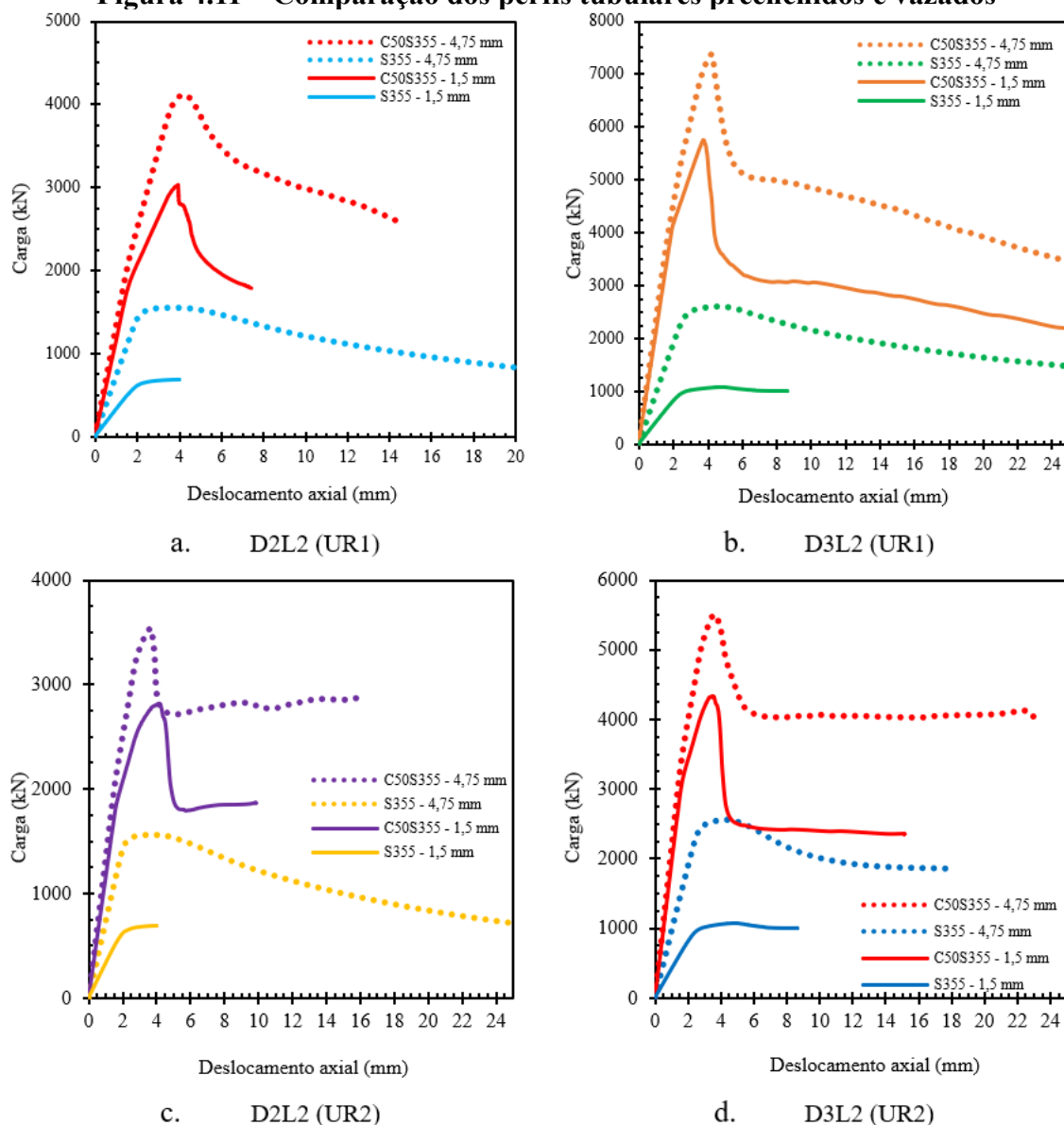


Fonte: Autor (2024).

As falhas foram especificamente identificadas nas mesas do perfil, com uma tendência acentuada para esse modo de falha em decorrência da excentricidade nos carregamentos. Esses resultados sugerem que flanges tubulares preenchidos de concreto podem ser uma solução eficiente para esse tipo de estrutura.

4.2. ESTUDO PARAMÉTRICO

Os resultados das simulações numéricas mostraram que o preenchimento com concreto dos perfis tubulares aumenta significativamente a capacidade de carga. A combinação dos materiais proporciona uma estrutura mais rígida, melhorando a capacidade de carga axial e a resistência à flexão, devido à maior inércia e ao melhor aproveitamento das propriedades dos materiais. Os gráficos apresentados na Figura 4.11 mostram a magnitude desse efeito, sendo os aumentos na capacidade de carga mais consideráveis para os perfis de menor espessura (mais suscetíveis a instabilidades). As análises em torno de ambos os eixos de inércia apresentaram o mesmo padrão.

Figura 4.11 – Comparação dos perfis tubulares preenchidos e vazados

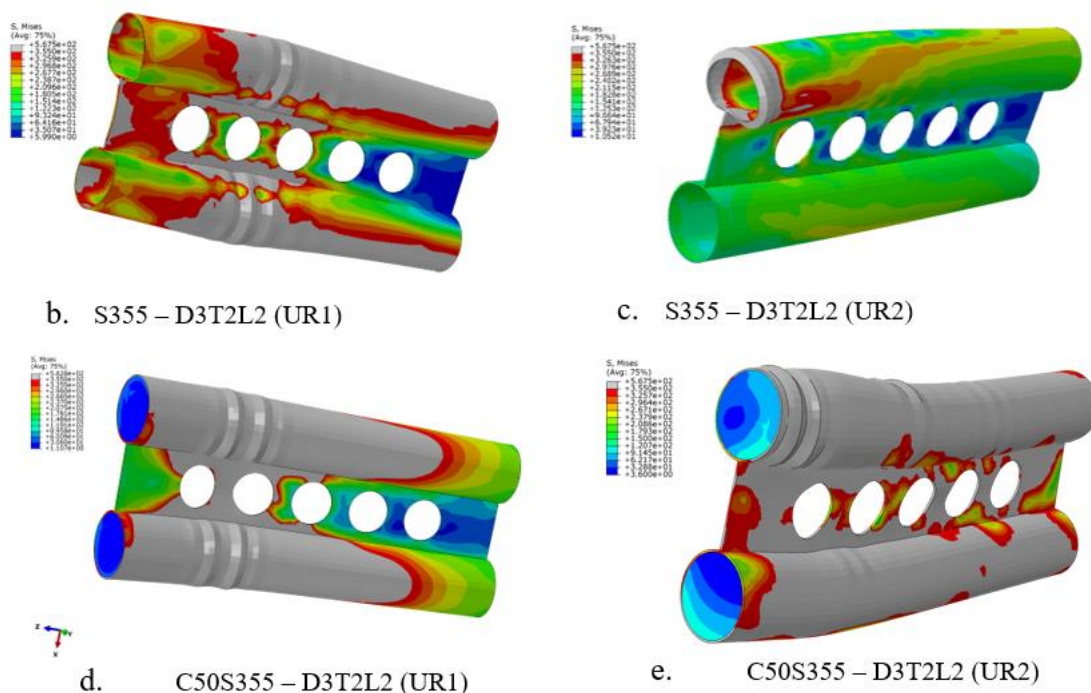
Fonte: Autor (2024).

Os perfis apresentaram ganhos de resistência entre 227% e 499% com o preenchimento de concreto, valores significativamente superiores à média de 76,6% alcançada apenas com o aumento da espessura do tubo e de 21% com o aumento da classe de resistência do aço, conforme observado em um estudo anterior de Rossato, Martins e Rossi (2024).

O aumento da capacidade de carga não se deve apenas à resistência da seção de concreto, mas também à otimização dos materiais. O concreto no interior do tubo experimenta um estado triaxial de tensões, o que maximiza sua capacidade estrutural (Han, 2024). Além disso, o concreto melhora a estabilidade das seções tubulares, reduzindo a probabilidade de flambagem, ou seja, o colapso devido à instabilidade (An; Han; Zhao, 2012).

Conforme mostrado na Figura 4.12, percebe-se que o concreto retardou instabilidades que ocorreram nos perfis vazados, sendo o fenômeno observado apenas após alguns incrementos de carga, além de uma maior distribuição de tensões.

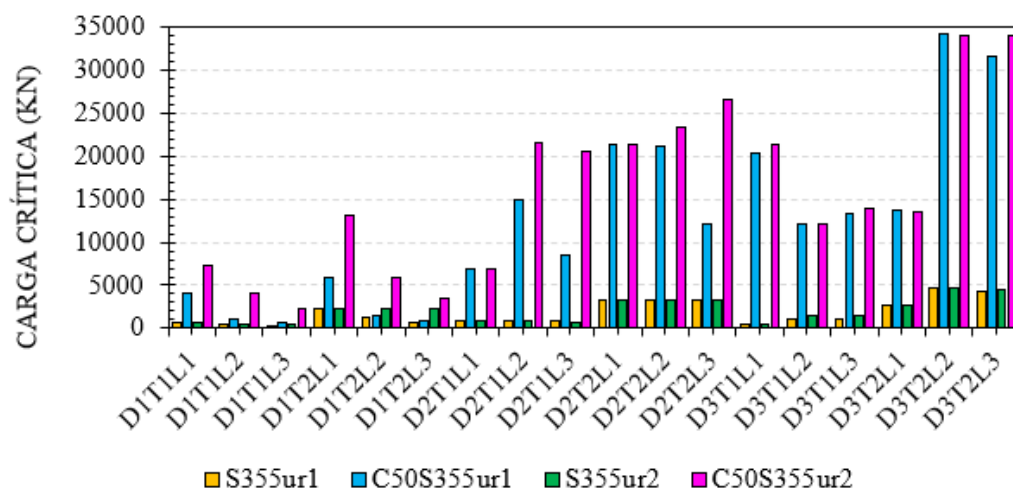
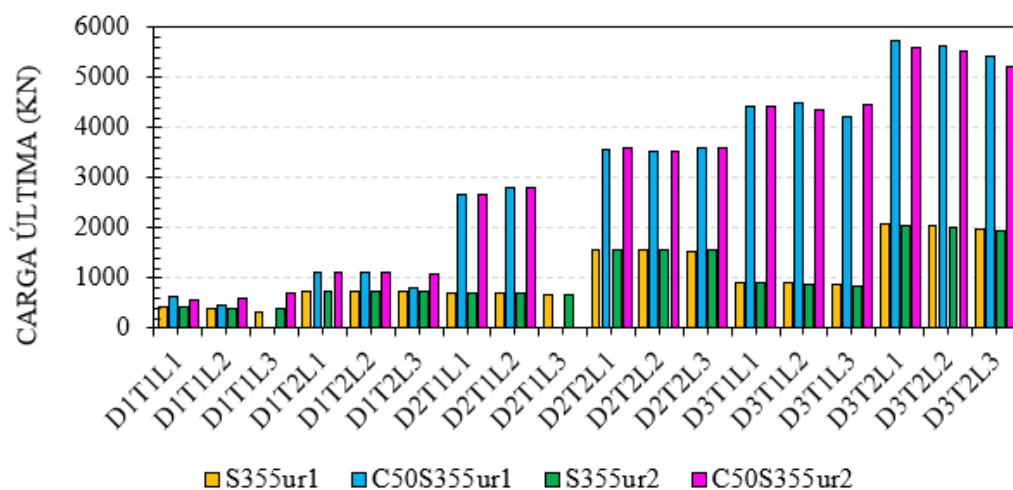
Figura 4.12 - Configurações deformadas dos modelos



Fonte: Autor (2024).

No entanto, o modo de falha não se alterou para análise em torno do menor eixo de inércia (UR1), sendo a plastificação da seção de aço e posterior instabilidade local o padrão observado. Notavelmente, o perfil D3T2L2, na análise em torno de seu maior eixo de inércia (UR2), apresentou uma redistribuição de tensões muito maior quando preenchido de concreto, conforme mostra a Figura 4.12 (e). A instabilidade local no perfil vazado ocorreu em estágios iniciais, próximo ao ponto de aplicação de carga, indicando que os flanges de concreto podem oferecer uma contribuição mais significativa nessa situação.

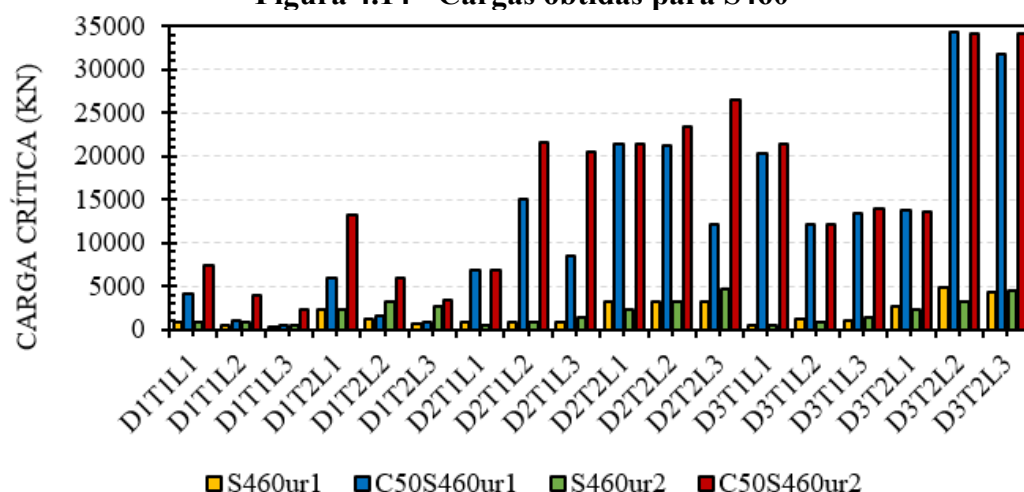
Os gráficos das Figuras 4.13 apresentam o aumento na capacidade resistente dos perfis de aço S355 sob carga centrada, analisado em torno de ambos os eixos de inércia. Observou-se, em média, um aumento de 1162,3% para a carga crítica e de 275,5% para a carga última. Esses resultados indicam um potencial significativo de aplicação dessas estruturas, com possibilidade de mais que dobrar sua capacidade resistente.

Figura 4.13 - Cargas obtidas para S355**1. Carga crítica elástica****2. Carga última**

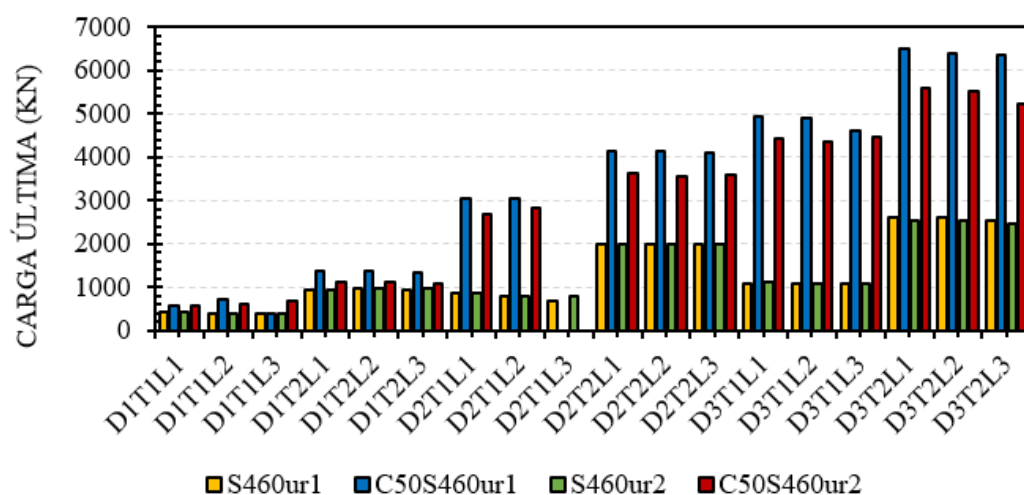
Fonte: Autor (2024).

Observa-se um aumento mais significativo na carga crítica em relação à carga última, uma vez que o comportamento da primeira é majoritariamente governado pela rigidez da estrutura que é significativamente maior no caso de colunas preenchidas. Para os perfis de aço S460 na mesma situação de carregamento, o padrão foi semelhante (Figura 4.14), com um ganho médio de resistência última de 252%. De modo geral, os perfis de aço S355 apresentaram maior ganho de resistência com o preenchimento de concreto C50 em comparação aos perfis de aço S460, indicando que uma otimização entre os materiais pode potencializar o aproveitamento das capacidades mecânicas, como sugerido por Han (2024).

Figura 4.14 - Cargas obtidas para S460



1. Carga crítica elástica

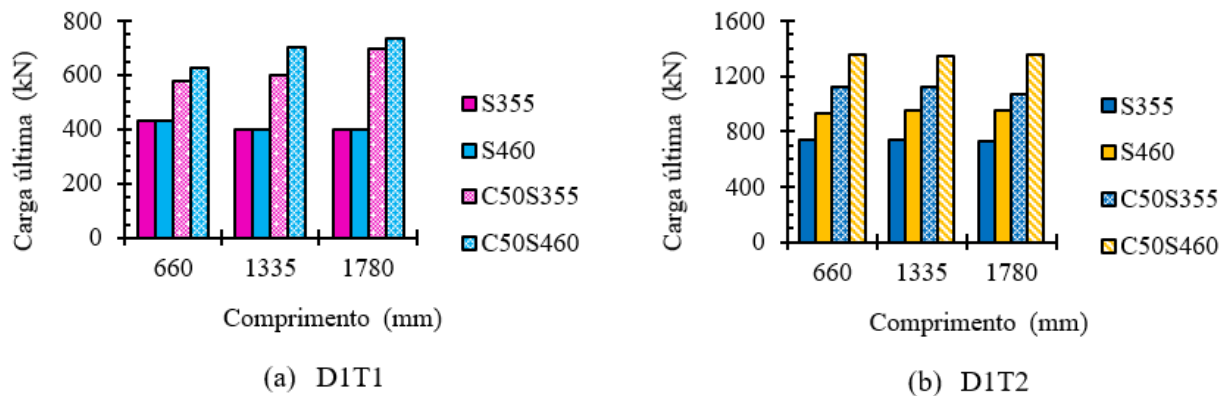


2. Carga última

Fonte: Autor (2024).

4.2.1. Influência da Espessura na Capacidade de Carga

Analisando o efeito das diferentes espessuras do tubo, isto é, a esbeltez relativa ou local, analisadas no intervalo $13,3 < D/t < 93,4$, e da classe de resistência dos materiais, é possível observar na Figura 4.15 que o efeito do preenchimento de concreto foi mais significativo para os modelos de menor espessura. Além disso, o aço S460 apresentou resultado próximo ao S355, muito possivelmente devido a instabilidades que ocorrem no perfil antes de desenvolver sua capacidade resistente total. Ao analisar separadamente os perfis S355 com diferentes espessuras, o ganho médio foi de 345% para T1 (1,5 mm) e 218% para T2 (4,75 mm). Enquanto para S460, o aumento na carga última foi de 318% para os perfis com espessura T1 e de 199% para T2.

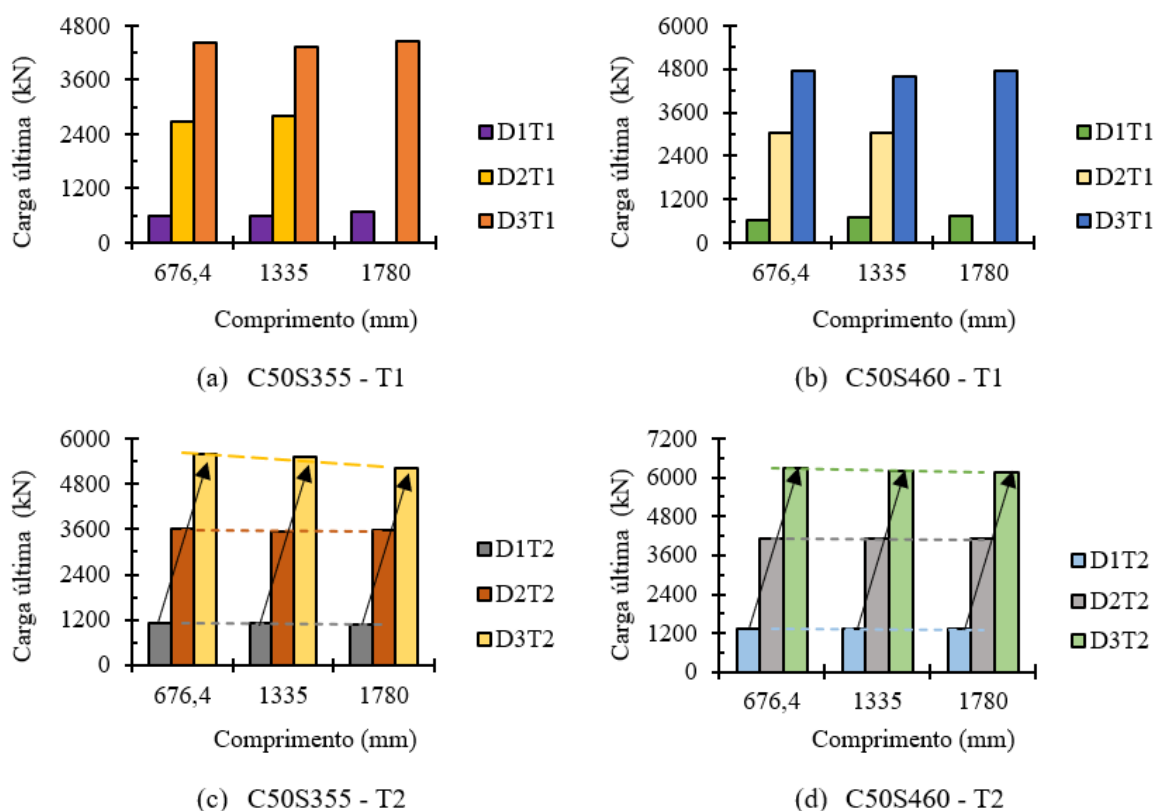
Figura 4.15 - Influência da classe de resistência dos materiais

Fonte: Autor (2024).

Dessa maneira, o melhoramento de resistência com o preenchimento de concreto C50 foi mais significativo nos perfis tubulares com maior esbeltez relativa que tendem a sofrer mais instabilidades, a estrutura mista mostrou-se eficiente em retardar e/ou minimizar esses efeitos, essa tendência também foi constatada por Zhou, Sun e Wu (2018).

4.2.2. Influência do diâmetro na capacidade de carga

O diâmetro da seção tubular foi preponderante no aumento da capacidade de carga, observando-se um aumento linear e proporcional ao aumento do diâmetro, conforme os gráficos da Figura 4.16. Esses resultados concordam com a literatura (Zhu *et al.*, 2016; Zhou; Su; Wu, 2018; Lin; Zhao, 2019). O aumento do diâmetro, e consequentemente da área da seção transversal, resulta em maior capacidade plástica da seção. No entanto, é importante destacar que o aumento da relação D/t (diâmetro/espessura) aumenta a suscetibilidade à instabilidade local no tubo de aço e/ou falha prematura do concreto (Zhou; Sun; Wu, 2018). Os modelos D2T1L3 apresentaram problemas de convergência na simulação, e, portanto, não constam nos gráficos.

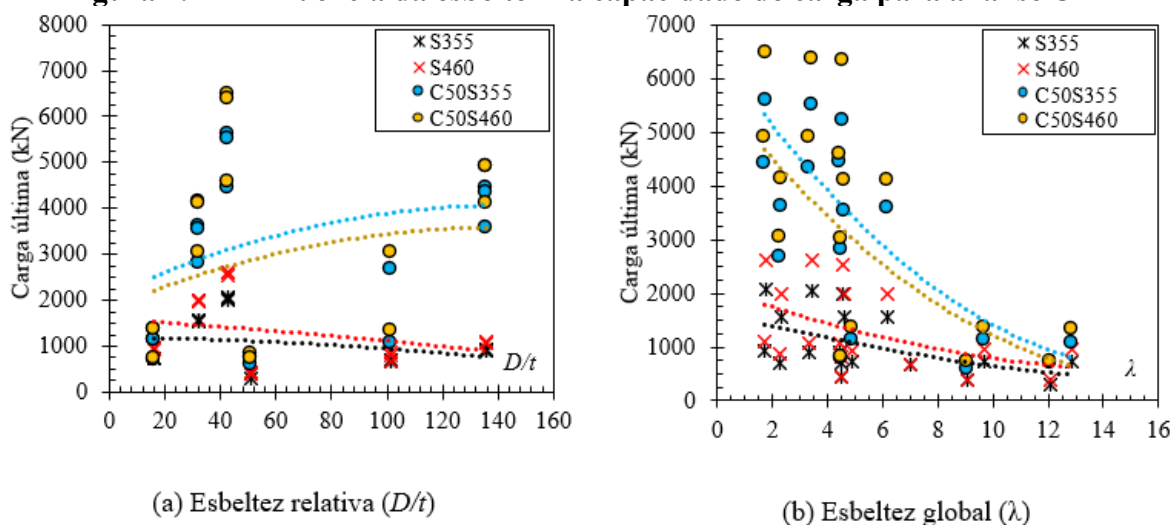
Figura 4.16 - Influência do diâmetro do tubo na capacidade de carga

Fonte: Autor (2024).

4.2.3. Efeitos da Esbeltez Relativa e Global

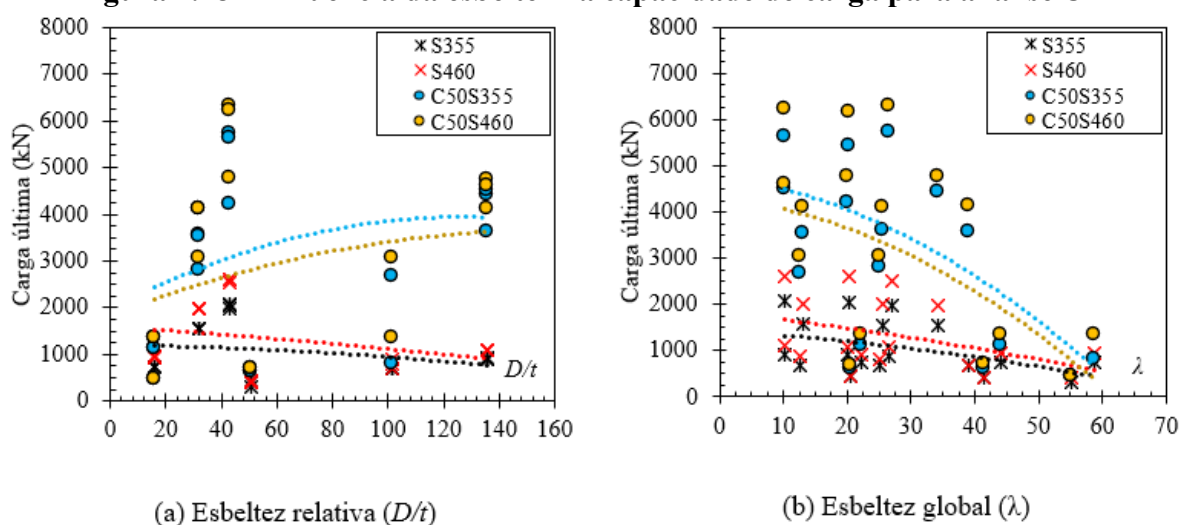
Em termos de esbeltez relativa, de maneira geral, os perfis com espessura de 1,5 mm estavam mais suscetíveis a instabilidade local no tubo, e de fato, esse foi o fenômeno observado na simulação numérica. A Figura 4.17a indica que perfis com maiores diâmetros em relação à espessura mantêm uma boa capacidade de carga, desde que a instabilidade local seja controlada, fato corroborado por Zhou, Sun e Wu (2018).

A Figura 4.17b revela uma tendência de redução da capacidade de carga à medida que o índice de esbeltez global do perfil aumenta, a queda é mais pronunciada para $\lambda > 6$. É possível notar que à medida que a esbeltez aumenta, a capacidade resistente dos perfis preenchidos de concreto se aproxima dos perfis vazados, sugerindo que o efeito do preenchimento de concreto é mais significativo em perfis de menor esbeltez, a literatura indica que o efeito do confinamento é relevante quando $\lambda < 12$ (Oliveira *et al.*, 2009b). Para perfis mais esbeltos, o concreto não desenvolve completamente sua capacidade mecânica, sendo o perfil metálico o material mais solicitado (Li *et al.*, 2018, 2021a, 2021b, 2022).

Figura 4.17 - Influência da esbeltez na capacidade de carga para análise UR2

Fonte: Autor (2024).

Contudo, mesmo para valores superiores a 12 para o índice de esbeltez (λ), o concreto pode atenuar os efeitos de instabilidades, além de aumentar a rigidez a flexão e, consequentemente, a capacidade última, conforme apontado no estudo de An, Han e Zhao (2012). As análises apresentadas na Figura 4.17 tratam do estudo realizado em torno do eixo de maior inércia. Em relação ao eixo de menor inércia (UR1), a tendência foi a mesma observada, conforme mostra a Figura 4.18. Pode-se observar que no eixo de menor inércia a redução na capacidade resistente da estrutura é mais significativa quando $\lambda > 30$.

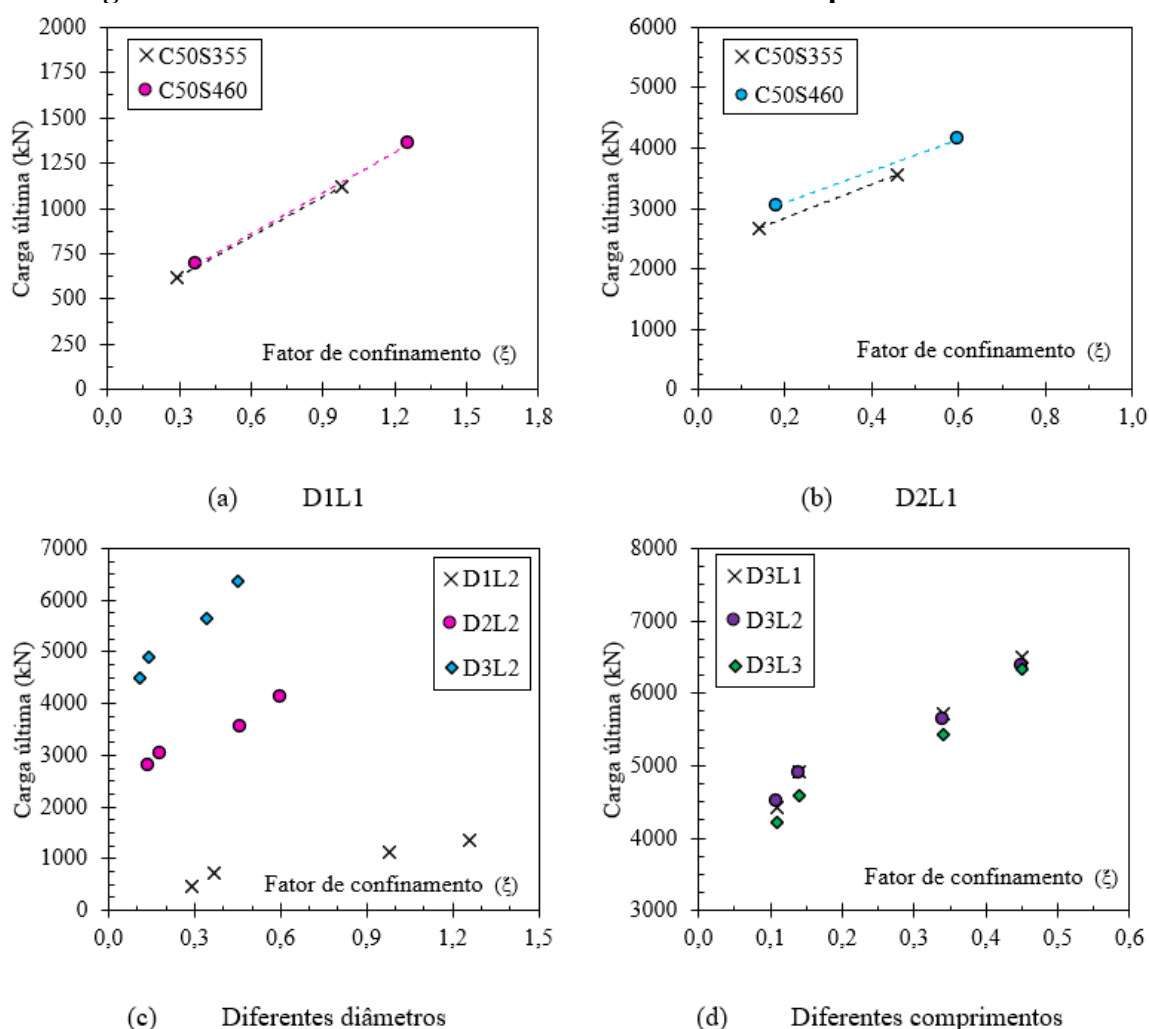
Figura 4.18 - Influência da esbeltez na capacidade de carga para análise UR1

Fonte: Autor (2024).

4.2.4 Efeitos de Confinamento

O confinamento passivo do concreto em estruturas tubulares tem sido amplamente estudado na literatura (Han, 2024). Neste trabalho, foram analisados os efeitos de confinamento para diferentes perfis estruturais, sendo considerada para cada perfil uma combinação de classes de resistência do aço e espessuras do tubo, resultando em distintos fatores de confinamento (ξ). A Figura 4.19 apresenta a influência do fator na capacidade de carga do perfil, no qual é possível notar em 4.19 (a) e 4.19 (b) que o aumento devido a classe de resistência do material apresentou proporcionalidade.

Figura 4.19 - Influência do fator de confinamento na capacidade resistente



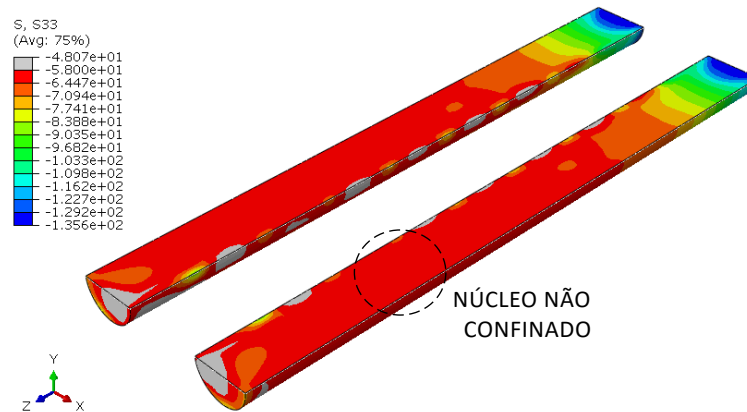
Fonte: Autor (2024).

Conforme a Figura 4.19c, verifica-se que o diâmetro da seção foi o parâmetro que mais influenciou a capacidade de carga, enquanto o comprimento do perfil teve menor impacto (Figura 4.19d). Esses resultados concordam com os verificados na literatura de Zhu *et al.*

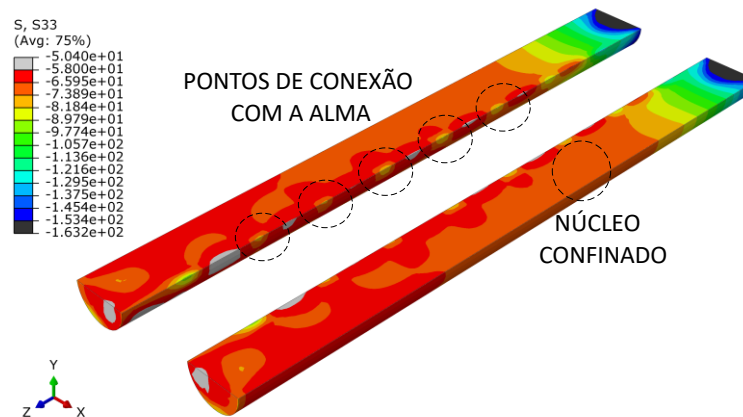
(2016), Zhou, Su e Wu (2018), e Lin e Zhao (2019). A literatura também indica que o efeito do confinamento é mais significativo em valores compreendidos entre $0,5 < \xi < 2,0$ (Han, 2002). Para esse trabalho, um intervalo de $0,11 < \xi < 1,26$ foi analisado.

O fator de confinamento não leva em conta a esbeltez global (L/D), mas considera indiretamente a esbeltez relativa (D/t). Dessa maneira, instabilidades podem ocorrer em perfis mais esbeltos, mesmo com altos fatores de confinamento. De acordo com Han (2024), para a classe de resistência C50, o concreto pode experimentar tensões devido ao efeito do confinamento entre 56,8 e 72,8 MPa, e deformações entre 0,48% e 0,6%, no intervalo $0,60 < \xi < 2,0$. A Figura 4.20 ilustra o comportamento do perfil D1T2L1 com fator de confinamento $\xi = 0,98$ e $\xi = 1,26$ para as classes S355 e S460, respectivamente. A seção de concreto atingiu tensões de 73,9 MPa no núcleo de concreto para modelo de maior fator de confinamento. Observa-se, entretanto, que o efeito de confinamento não é uniforme ao longo da seção, e alguns pontos próximos à conexão com a alma mostram-se, inclusive, desconfinados.

Figura 4.20 – Efeito de confinamento ao longo da seção de concreto



(a) S355 D1T2L1 – $\xi = 0,98$

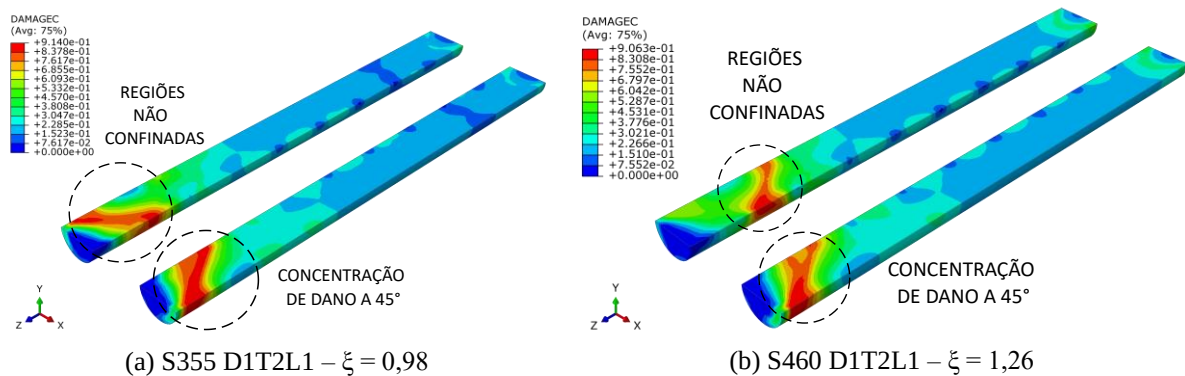


(b) S460 D1T2L1 – $\xi = 1,26$

Fonte: Autor (2024).

Nos primeiros incrementos, o confinamento ocorre próximo ao ponto de aplicação da carga devido a concentração de tensões, sendo gradualmente distribuído ao longo do comprimento do perfil. O perfil atinge sua capacidade última de 114 toneladas e 138 toneladas, respectivamente, para cada modelo, com parte da seção confinada. A partir desse ponto, surge uma concentração de dano em um ângulo de aproximadamente 45° , indicando uma falha por cisalhamento no concreto, marcando o início da ruptura (Figura 4.21). A falha ocorre na região em que a seção não apresentou confinamento.

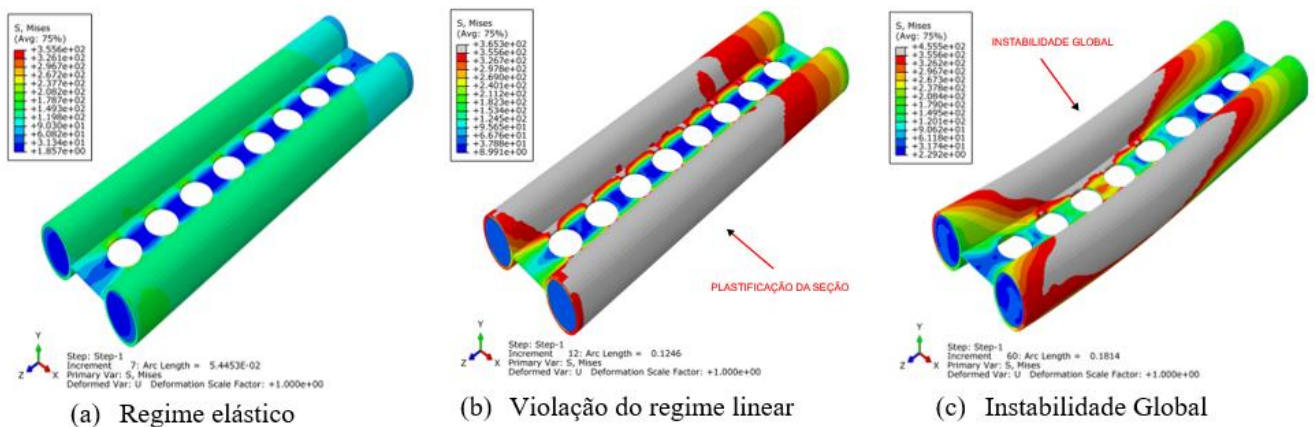
Figura 4.21 – Dano no concreto



Fonte: Autor (2024).

Apesar do efeito do confinamento não ser efetivo nos casos analisados, é possível notar que o preenchimento foi capaz de inibir instabilidades locais no tubo de aço. A seção de aço atingiu patamar plástico, mas não apresentou instabilidades locais, falhando posteriormente por instabilidade global (Figura 4.22).

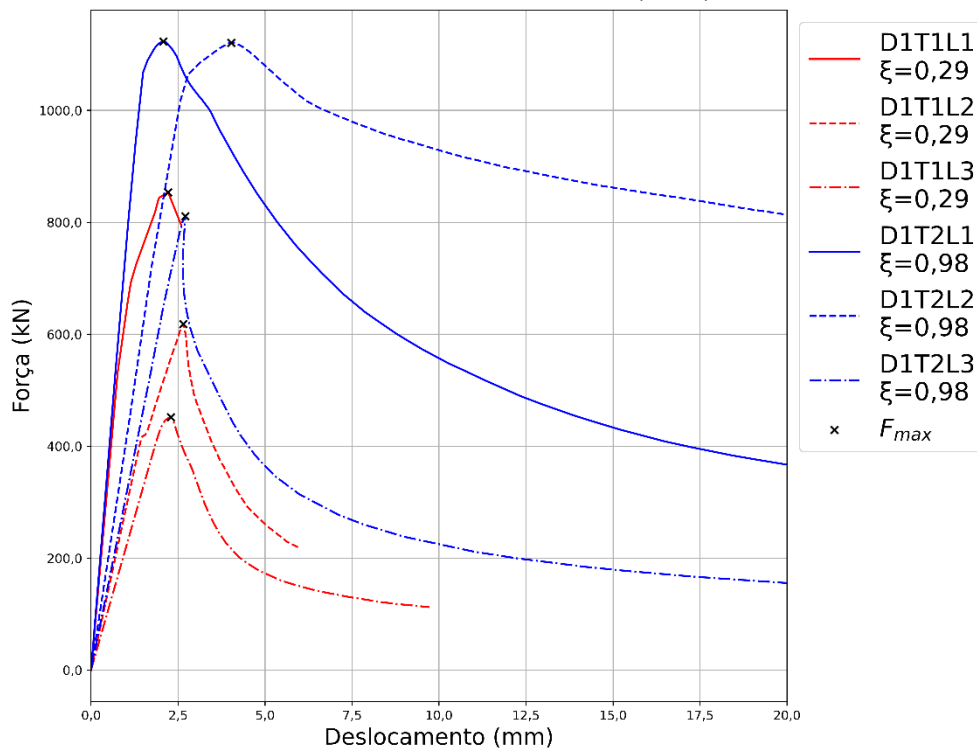
Figura 4.22 - Tensões no perfil de aço S355 e modo de falha do modelo D1T2L1



Fonte: Autor (2024).

A Figura 4.23 apresenta a curva carga-deslocamento, indicando os fatores de confinamento de cada modelo. A curva do modelo D1T2L3 em Fig. 4.23 caracteriza uma falha global, enquanto o mesmo modelo em aço S460 na Fig. 4.24 apresenta um comportamento distinto. Esse resultado sugere que o aumento na classe de resistência, e consequentemente no fator de confinamento, modificou o modo de falha da estrutura, retardando a ocorrência de instabilidade global.

Figura 4.23 – Curvas carga - deslocamento e fatores de confinamento para modelos S355 em menor eixo de inércia (UR1)



Fonte: Autor (2024).

As Figuras 4.25 e 4.26 apresentam os mesmos resultados para o eixo de maior inércia analisado. Em geral, os modelos com maior espessura (T2) exibem um padrão semelhante na curva, e os perfis de maior comprimento apresentam maior deslocabilidade. Os fatores de confinamento analisados não foram suficientes para provocar um encruamento significativo na curva, embora a literatura sugere que, para fatores $\xi > 1,0$ o encruamento pode ser observado em colunas CFST compactas (He; Zhao; Lin, 2018; Han, 2024).

Figura 4.24 – Curvas carga - deslocamento e fatores de confinamento para modelos S460 em menor eixo de inércia (UR1)

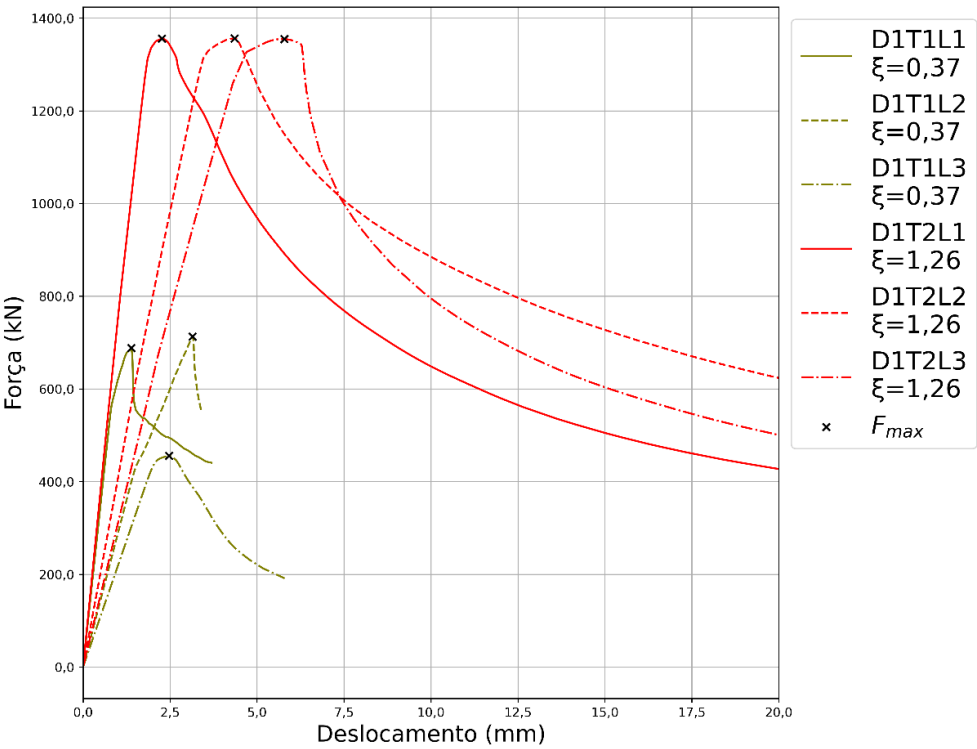


Figura 4.25 – Curvas carga - deslocamento e fatores de confinamento para modelos S355 em maior eixo de inércia (UR2)

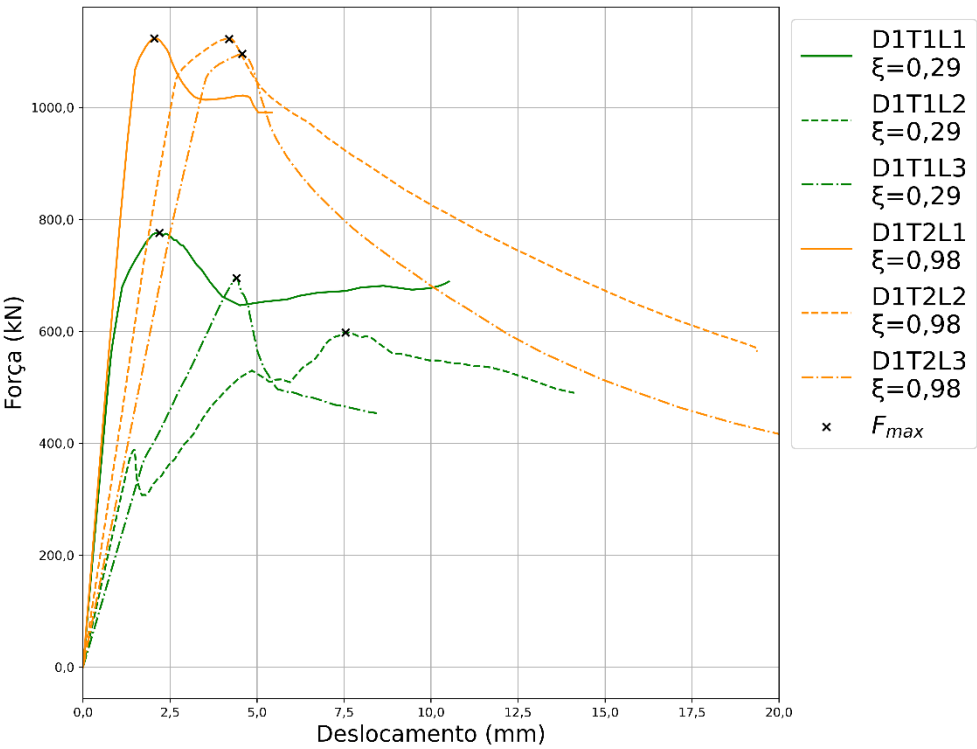
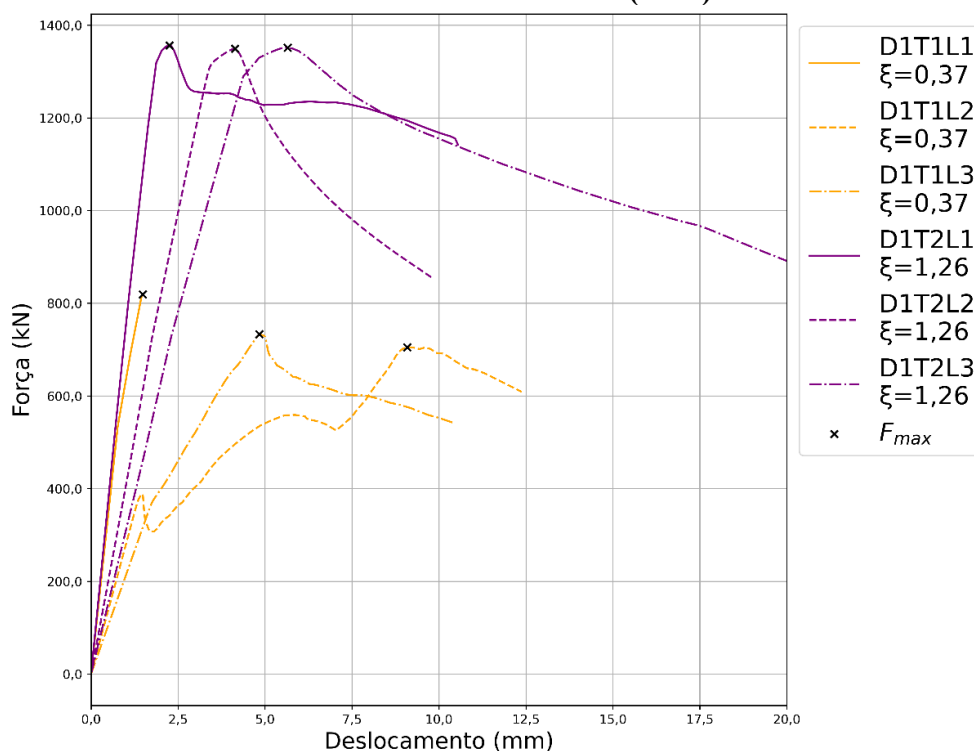


Figura 4.26 – Curvas carga - deslocamento e fatores de confinamento para modelos S460 em maior eixo de inércia (UR2)



Fonte: Autor (2024).

Os modelos D1T1L2 exibiram um comportamento distinto, conforme mostrados na Figuras 4.25 e 4.26, apresentando perda de rigidez devido à falha no núcleo de concreto em um dos flanges. Ainda assim, o perfil manteve a capacidade de suportar o carregamento até atingir a plastificação e, posteriormente, falhar por instabilidade no flange fragilizado. Esse resultado sugere que o efeito do confinamento não foi eficiente; no entanto, o preenchimento de concreto contribuiu para retardar as instabilidades no perfil de aço.

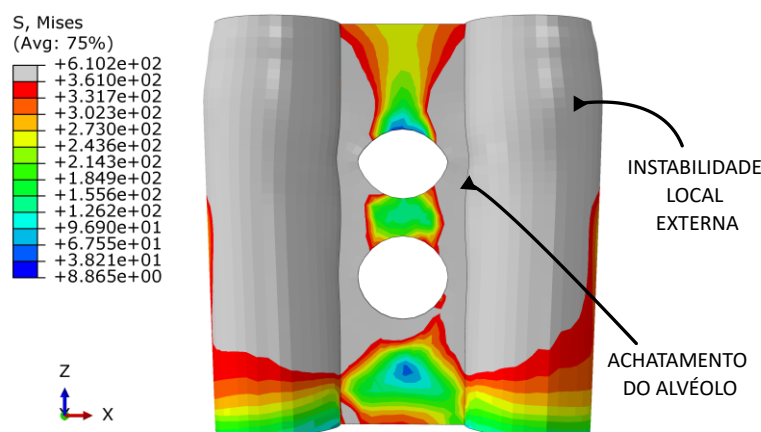
4.2.5 Modos de Falha

No caso de perfis tubulares, o concreto age como uma restrição interna contra flambagem local, reduzindo a ocorrência desse modo de falha. Embora o concreto ofereça restrição e suporte ao aço, se o perfil for esbelto, ele ainda pode sofrer instabilidade localizada ou global. A observação de modos de falha combinados, onde o esmagamento ou cisalhamento do concreto ocorre junto a instabilidades do perfil de aço, reflete um comportamento complexo que é amplamente reportado em testes experimentais (Elchalakani; Ayough; Yang, 2021).

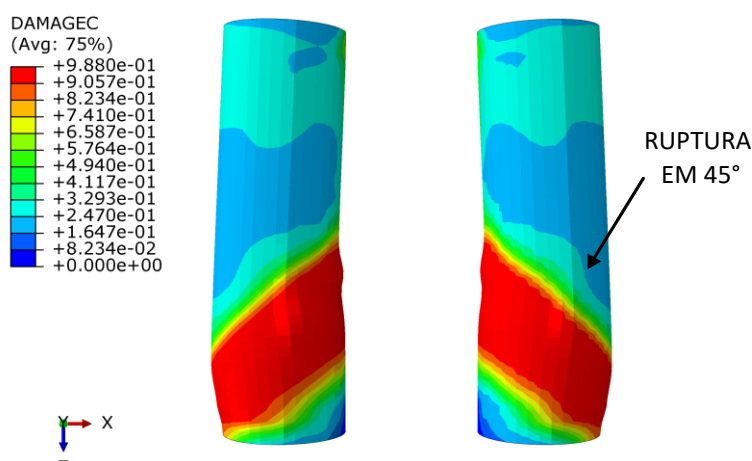
Esse tipo de falha é comum em seções compactas e se torna ainda mais pronunciado em perfis com aberturas alveolares, que introduzem pontos de fragilidade na estrutura. Tais

características reforçam a necessidade de análises rigorosas, especialmente considerando o impacto de perfis alveolares na dissipação de tensões e na progressão das falhas estruturais. As Figuras 4.27 e 4.28 apresentam os modos de falha observados em diferentes configurações geométricas observados nas análises em UR1. A instabilidade local é um modo de falha típico em colunas CFST com seções compactas (Elchalakani; Ayough; Yang, 2021). Ji *et al.* (2018) analisaram modelos numéricos em torno do eixo de menor inércia, observando falha global. O achatamento do alvéolo é descrito por Ji *et al.* (2021) em seus experimentos, e a falha no concreto dos espécimes desses autores também é caracterizada por cisalhamento.

Figura 4.27 – Modos de falha observados nas análises em UR1 para perfis compactos

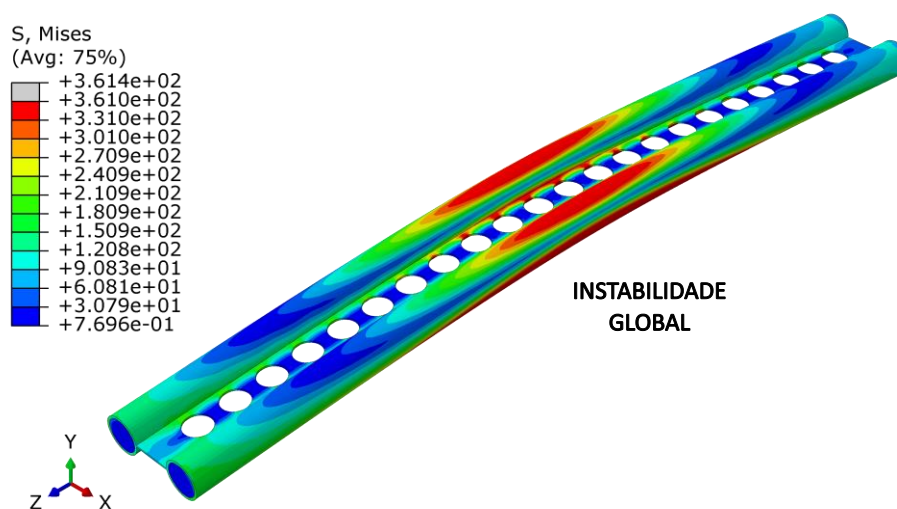


(c) Perfil de aço

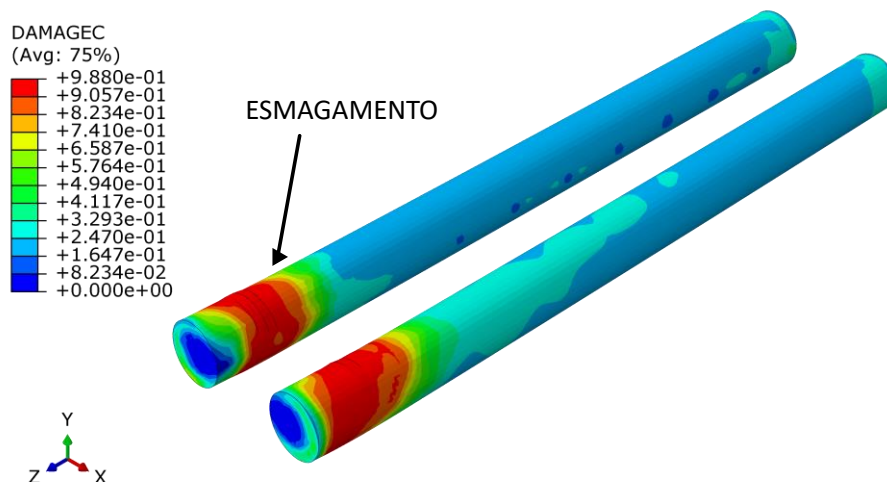


(d) Núcleo de concreto

Fonte: Autor (2024).

Figura 4.28 – Modos de falha observados nas análises em UR1 para perfis esbeltos

(a) Perfil de aço



(b) Núcleo de concreto

Fonte: Autor (2024).

As análises realizadas em UR1, eixo de menor inércia, apresentaram maior suscetibilidade a instabilidade global, como era esperado. No entanto, em grande parte dos casos, o preenchimento de concreto permitiu que os perfis atingissem sua capacidade plástica antes de apresentarem instabilidades. Esse resultado é importante para o presente estudo, uma vez que o uso de flanges preenchidos com concreto representa uma inovação, evidenciando o potencial dessa solução para melhorar o desempenho estrutural.

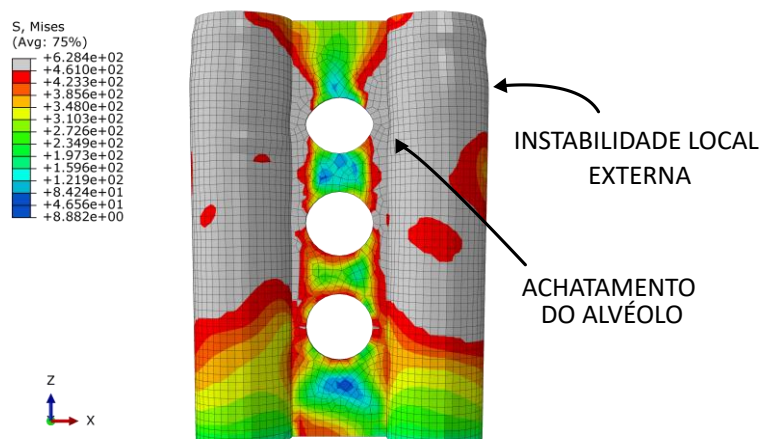
A Tabela 4.3 apresenta os modos de falha observados para cada modelo.

Tabela 4.3 – Modos de falha (menor eixo de inércia UR1)

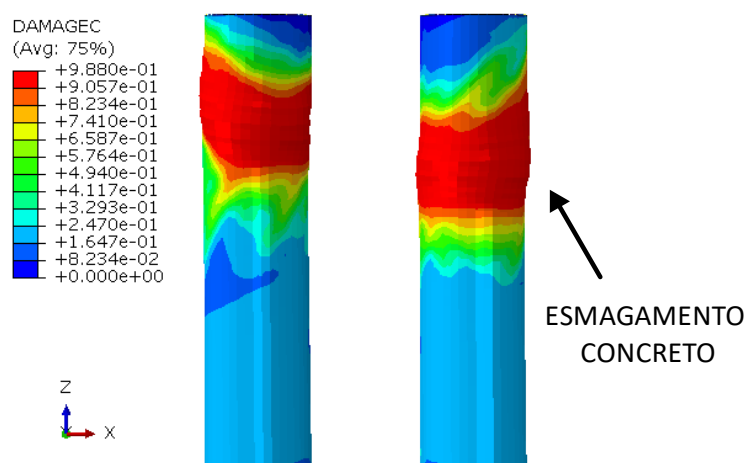
Classe	ID	ξ	D/t	λ	N_{abq} (kN)	Falha	
						Concreto	Aço
C50S355	D1T1L1	0,29	50,8	20,46	628,50	Cisalhamento	Instabilidade Local
	D1T1L2	0,29	50,8	41,38	617,84	Cisalhamento	Instabilidade Global
	D1T1L3	0,29	50,8	55,17	451,77	Cisalhamento	Instabilidade Global
	D1T2L1	0,98	16,0	22,28	1123,11	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Global
	D1T2L2	0,98	16,0	43,97	1120,50	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D1T2L3	0,98	16,0	58,63	810,84	-	Instabilidade Global
	D2T1L1	0,14	101,6	12,66	2674,71	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D2T1L2	0,14	101,6	24,99	2790,96	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D2T2L1	0,46	32,1	12,98	3567,03	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D2T2L2	0,46	32,1	25,63	3537,43	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D2T2L3	0,46	32,1	34,17	3614,97	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T1L1	0,11	135,5	10,13	4424,70	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T1L2	0,11	135,5	19,99	4507,49	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T1L3	0,11	135,5	26,65	4216,47	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T2L1	0,34	42,8	10,31	5722,62	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
C50S460	D3T2L2	0,34	42,8	20,34	5640,61	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T2L3	0,34	42,8	27,12	5422,03	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D1T1L1	0,37	50,8	20,46	688,2	Cisalhamento	Instabilidade Local
	D1T1L2	0,37	50,8	41,38	704,9	Cisalhamento	Instabilidade Global
	D1T1L3	0,37	50,8	55,17	455,7	Cisalhamento	Instabilidade Global
	D1T2L1	1,26	16,0	22,28	1355,8	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Global
	D1T2L2	1,26	16,0	43,97	1349,3	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D1T2L3	1,26	16,0	58,63	1351,3	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D2T1L1	0,18	101,6	12,66	3049,3	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D2T1L2	0,18	101,6	24,99	3053,5	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D2T2L1	0,60	32,1	12,98	4122,7	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D2T2L2	0,60	32,1	25,63	4117,1	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D2T2L3	0,60	32,1	34,17	4112,5	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T1L1	0,14	135,5	10,13	4755,5	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T1L2	0,14	135,5	19,99	4610,1	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T1L3	0,14	135,5	26,65	4763,1	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T2L1	0,45	42,8	10,31	6309,1	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T2L2	0,45	42,8	20,34	6218,0	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T2L3	0,45	42,8	27,12	6176,8	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local

Fonte: Autor (2024).

As Figura 4.29 e 4.30 apresentam os modos de falha observados em diferentes configurações geométricas observados nas análises em UR2. Panedpojaman, Sae-Long e Thepchatri (2021) estudaram perfis metálicos em torno do eixo de maior inércia e constataram a instabilidade global para os espécimes com aberturas alveolares. A falha observada pelos autores ocorreu na mesa dos perfis I. No presente estudo os flanges tubulares preenchidos de concreto não falharam globalmente, mas apresentaram instabilidades locais.

Figura 4.29 – Modos de falha observados nas análises em UR2 para perfis compactos

(a) Perfil de aço



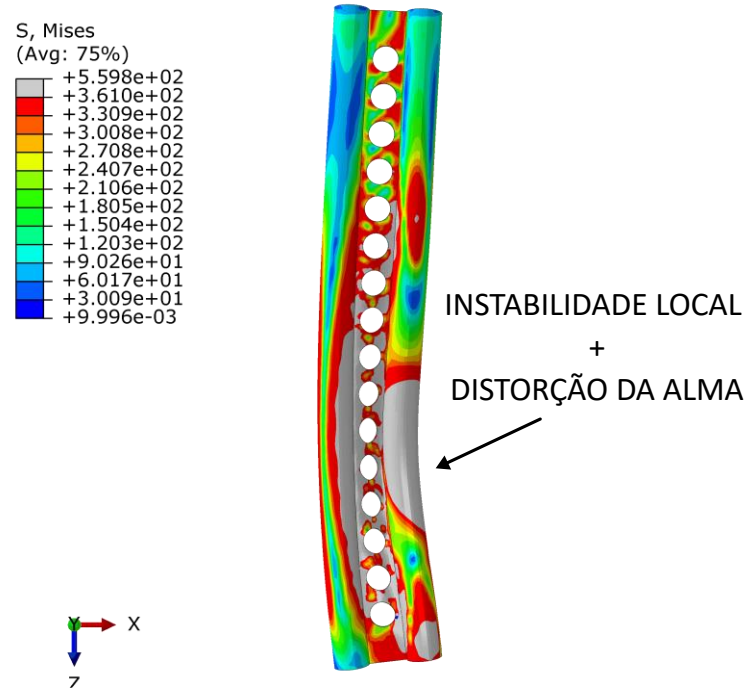
(b) Núcleo de concreto

Fonte: Autor (2024).

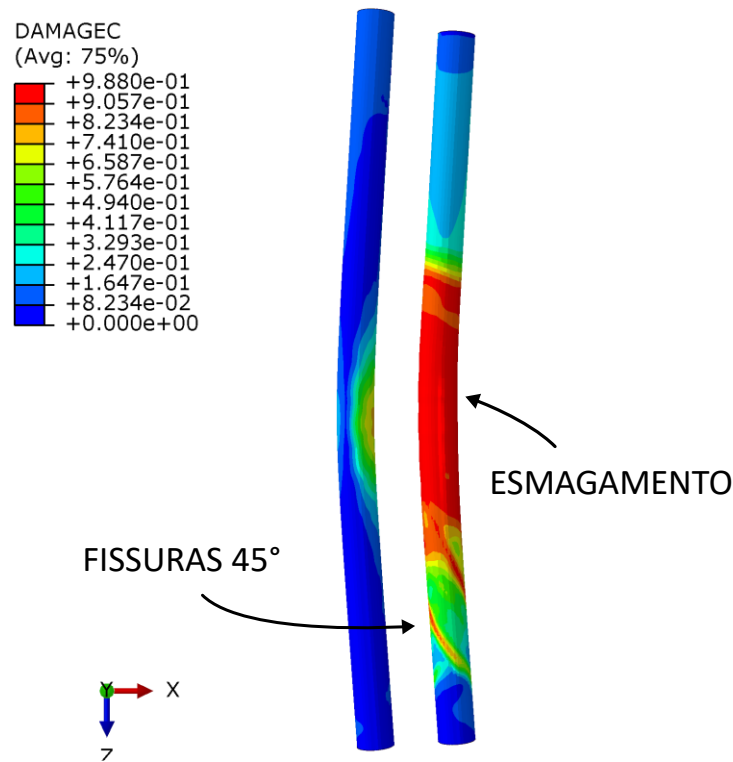
Observou-se um novo mecanismo de colapso estrutural, onde, após a falha local, a alma não oferece rigidez suficiente, levando à flambagem lateral com distorção (Fig. 4.30). Esse padrão apenas não foi constatado nas seções compactas, no entanto, foi observado para perfis medianamente esbeltos e esbeltos, indicando que esse mecanismo persiste em diferentes configurações. As espessuras do tubo e da alma são determinantes nesse modo de falha.

Segundo Ferreira, Rossi e Martins (2019), a rigidez e a resistência da alma do perfil são fatores fundamentais que influenciam o comportamento estrutural dos perfis alveolares. Inicialmente, a alma com aberturas foi projetada com maior espessura que os tubos para evitar pontos de fragilidade, o que confirmou a hipótese de que a falha local ocorreria primeiro no flange tubular, com a distorção sendo uma consequência desse mecanismo após a perda de rigidez da estrutura. Esse resultado revela que menores espessuras que as empregadas nas análises podem resultar em instabilidade lateral com distorção da alma.

Figura 4.30 – Modos de falha observados nas análises em UR2 para perfis esbeltos



(a) Perfil de aço



(b) Núcleo de concreto

Fonte: Autor (2024).

A Tabela 4.4 apresenta os resultados para as análises no eixo de maior inércia.

Tabela 4.4 – Modos de falha (maior eixo de inércia UR2)

Classe	ID	ξ	D/t	λ	N_{abq} (kN)	Falha	
						Concreto	Aço
C50S355	D1T1L1	0,29	50,8	4,47	775,8	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D1T1L2	0,29	50,8	9,04	597,6	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D1T1L3	0,29	50,8	12,06	695,1	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D1T2L1	0,98	16,0	4,89	1123,3	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D1T2L2	0,98	16,0	9,66	1122,2	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D1T2L3	0,98	16,0	12,87	1066,3	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D2T1L1	0,14	101,6	2,27	2669,3	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D2T1L2	0,14	101,6	4,47	2811,5	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D2T2L1	0,46	32,1	2,34	3606,7	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D2T2L2	0,46	32,1	4,62	3537,8	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D2T2L3	0,46	32,1	6,16	3589,3	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D3T1L1	0,11	135,5	1,69	4428,4	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T1L2	0,11	135,5	3,34	4342,9	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D3T1L3	0,11	135,5	4,46	4456,2	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D3T2L1	0,34	42,8	1,74	5597,9	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T2L2	0,34	42,8	3,43	5515,5	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D3T2L3	0,34	42,8	4,57	5224,2	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
C50S460	D1T1L1	0,37	50,8	4,47	819,0	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D1T1L2	0,37	50,8	9,04	732,9	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D1T1L3	0,37	50,8	12,06	733,1	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D1T2L1	1,26	16	4,89	1355,8	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D1T2L2	1,26	16	9,66	1356,2	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D1T2L3	1,26	16	12,87	1329,7	Esmagamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D2T1L1	0,18	101,6	2,27	3044,1	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D2T1L2	0,18	101,6	4,47	3027,6	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D2T2L1	0,60	32,1	2,34	4143,2	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D2T2L2	0,60	32,1	4,62	4116,9	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D2T2L3	0,60	32,1	6,16	4103,6	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D3T1L1	0,14	135,5	1,69	4920,7	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T1L2	0,14	135,5	3,34	4896,6	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D3T1L3	0,14	135,5	4,46	4592,8	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T2L1	0,45	42,8	1,74	6493,8	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local
	D3T2L2	0,45	42,8	3,43	6368,9	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção
	D3T2L3	0,45	42,8	4,57	6335,0	Cisalhamento	Plastificação + Instabilidade Local + Distorção

Fonte: Autor (2024).

4.2.6 Parâmetros de Desempenho

A ductilidade (μ) é comumente empregada para quantificar o comportamento pós-pico de corpos de prova de concreto armado e CFSTs. Conforme definições de Spadea *et al.* (1997), Alsayed e Alhozaimy (1999), este parâmetro pode ser obtido dividindo-se a tenacidade (E_u) sobre a resiliência (E_e), conforme Equação 4.1.

$$\mu = \frac{E_u}{E_e} \quad (4.1)$$

A resiliência é a área abaixo da curva até aproximadamente 75% da carga última (violação do regime linear). E a tenacidade pode ser calculada como a área abaixo do gráfico até o ponto correspondente a carga última (Nu). Diversos outros métodos para obtenção deste parâmetro podem ser empregados, conforme pesquisado por Ling, Lim e Jusli (2023). Especialmente para CFSTs, Han (2002) e Tao, Han e Wang (2005) propuseram o índice de ductilidade (DI) por meio da Equação 4.2.

$$DI = \frac{\varepsilon_{85}}{\varepsilon_u} \quad (4.2)$$

Onde: ε_u é a deformação no carregamento último (Nu), e ε_{85} é a deformação quando o carregamento atinge 85% da carga máxima no pós-pico.

Contudo, os valores de deformação obtidos pelos extensômetros representam a deformação localizada do tubo de aço, podendo ocorrer uma discrepância entre a deformação real do espécime e os valores de deformação medidos, especialmente após o escoamento do tubo de aço. Lu *et al.* (2015) propõe uma equação (Equação 4.3) para DI em função dos deslocamentos obtidos no ensaio.

$$DI = \frac{\Delta_{85}}{\Delta_u} \quad (4.3)$$

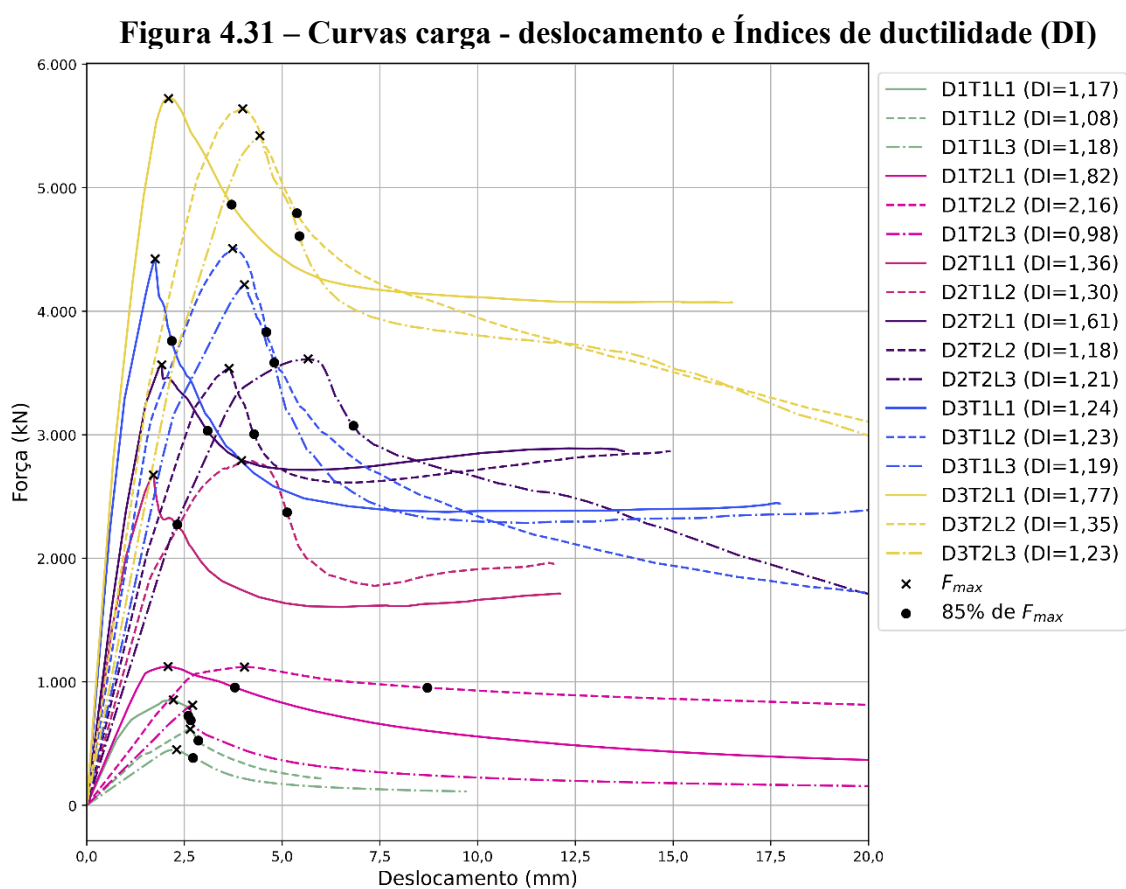
Particularmente, neste trabalho, os dados de saída são cargas e deslocamentos, sendo a equação proposta por Lu *et al.* (2015) ideal para obter o valor do índice. Códigos em linguagem *Python* com base nessas equações foram desenvolvidos para calcular o índice DI interpolando os valores obtidos na simulação numérica (Apêndice A). Outro parâmetro de desempenho empregado em análises de CFSTs é o índice de resistência (SI) que pode ser calculado (Equação 4.4.) pela razão da carga última obtida numericamente pela resistência plástica da seção (Han, 2002).

$$SI = \frac{Nu}{A_s \cdot f_y + A_c \cdot f_c} \quad (4.4)$$

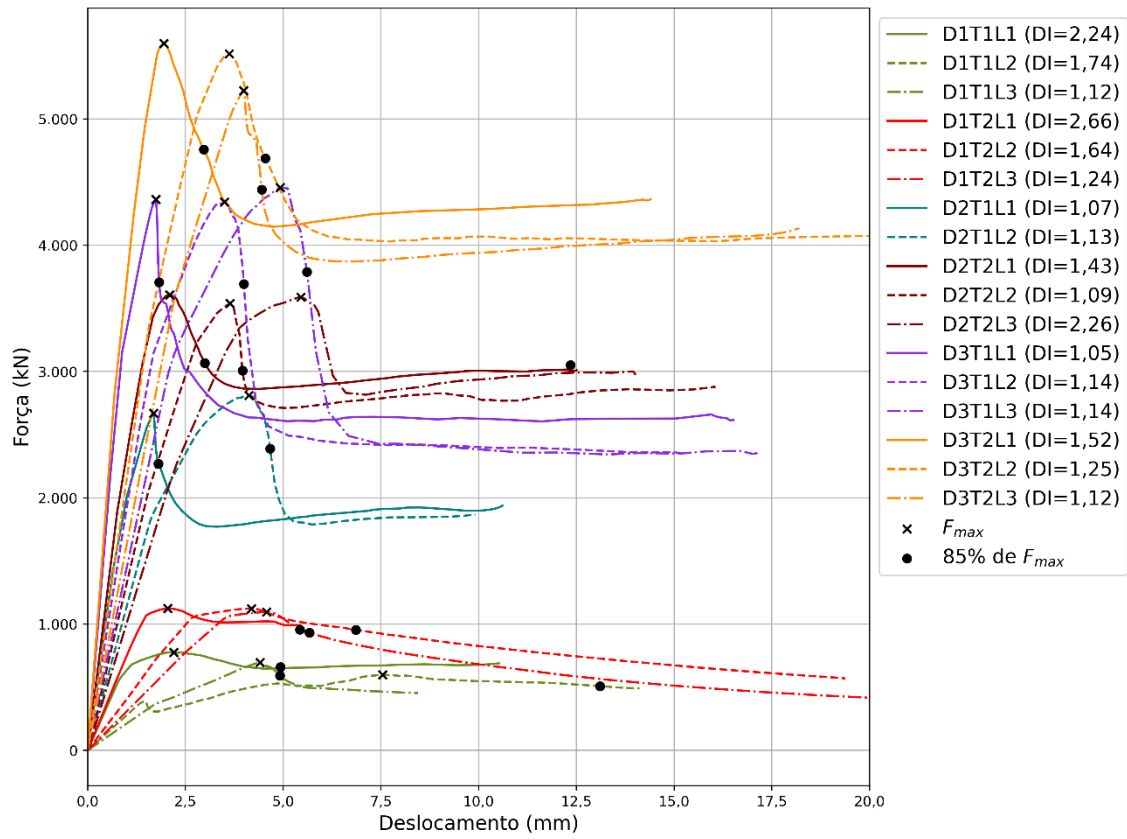
A Figura 4.31 apresenta todas as curvas obtidas na simulação com carregamento centrado e os respectivos índices DI calculados para cada modelo. Observa-se um padrão nas curvas: à medida que o diâmetro da seção aumenta, a rigidez inicial da estrutura também se eleva. Os modelos com maior diâmetro apresentam quedas mais acentuadas no pós-pico em comparação aos modelos de menor diâmetro.

Além disso, nota-se uma maior deslocabilidade nos modelos de maior comprimento em relação aos de menor comprimento. Os pontos em preto, destacados no gráfico (Fig. 4.31), indicam exatamente onde foram extraídos os valores utilizados para calcular o índice de ductilidade (DI).

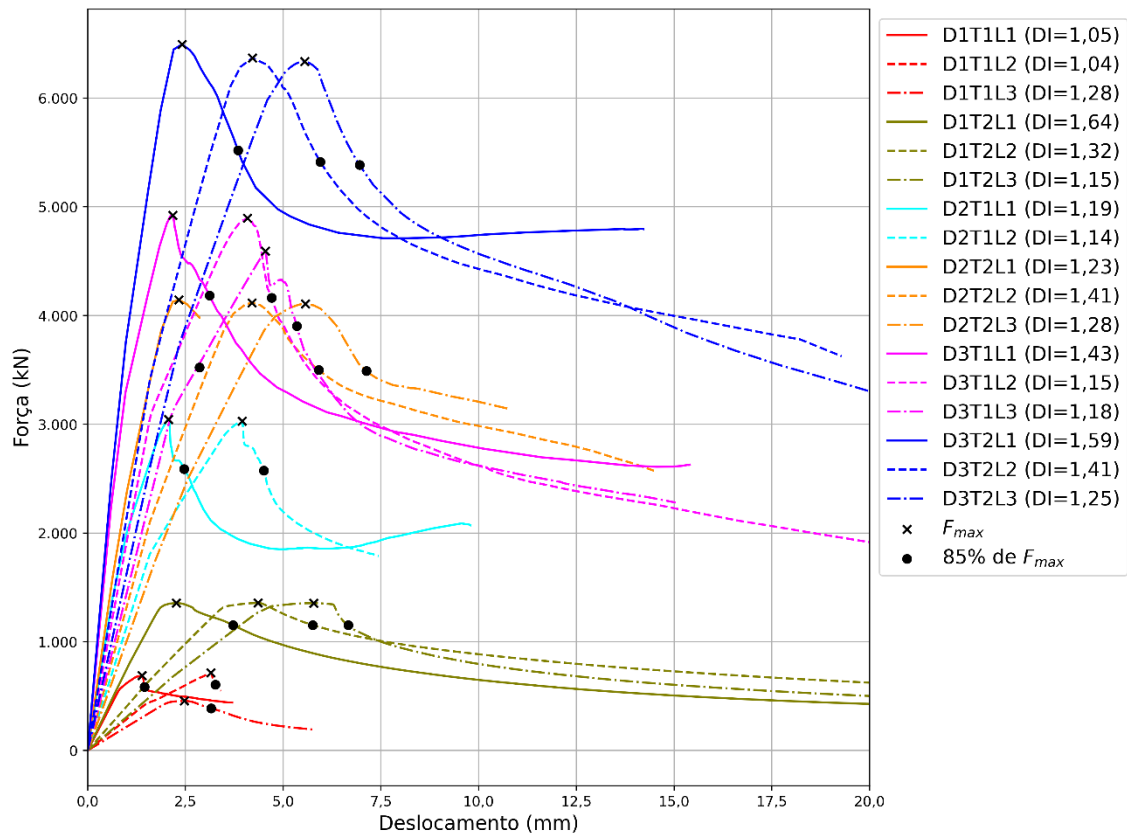
Novamente, observa-se que as curvas não apresentaram encruamento (comportamento *hardening*), mas sim um comportamento de amolecimento (*softening*). Quanto mais acentuado é a queda após atingir a carga máxima, menor é o índice de ductilidade, caracterizando rupturas mais frágeis.



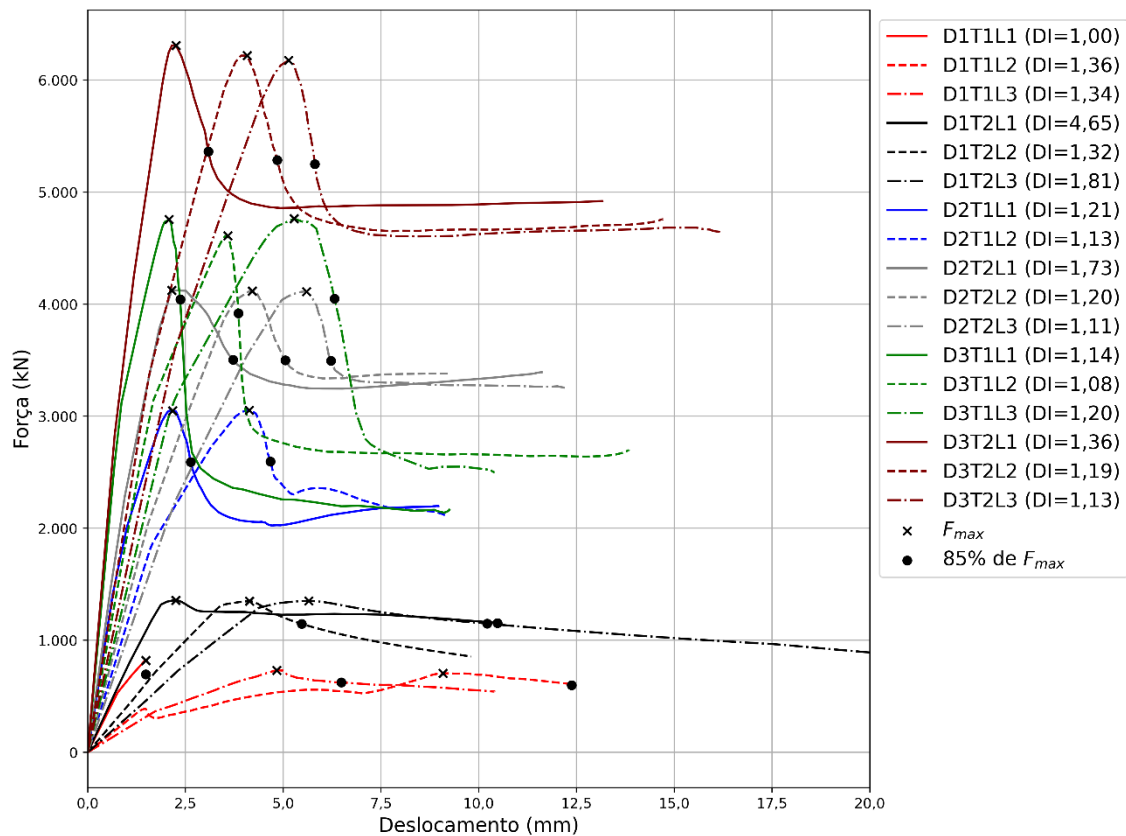
(a) S355 UR1



(b) S355 UR2



(c) S460 UR1



(d) S460 UR2

Fonte: Autor (2024).

As Tabelas 4.5 e 4.6 apresentam os valores obtidos para o índice DI e SI, além do aumento percentual da carga última do perfil misto em relação ao perfil tubular de aço vazado. Os resultados concordam com a literatura: no experimento de Lu *et al.* (2015), foram obtidos índices DI de 2,13 e 2,21 para espécimes de seção compacta ($\lambda < 12$), concreto C50 e espessuras de 3 e 5 mm para o tubo de aço, respectivamente. Era esperado que o índice DI neste estudo apresentasse valores inferiores aos observados por Lu *et al.* (2015), pois os espécimes analisados pelo autor tinham maiores espessuras e menores diâmetros, resultando em menor esbelteza relativa ($D/t < 45$). Notavelmente, apenas alguns dos perfis que exibiam menor esbelteza alcançaram ou superaram os valores desse estudo de referência mencionado. Em estudo conduzido por Ji *et al.* (2021), os autores observaram a mesma tendência em perfis alveolares com flanges tubulares preenchidos. Os resultados mostram que o aumento do fator de confinamento está associado a um incremento na ductilidade das estruturas. Em geral, maiores taxas de aço proporcionam respostas mais dúcteis, evidenciando o impacto positivo do confinamento no desempenho das estruturas mistas em relação a ductilidade.

Tabela 4.5 - Parâmetros de desempenho (menor eixo de inércia UR1)

Classe	ID	ξ	D/t	λ	DI	SI	Aumento da carga última (%)
C50-S355	D1T1L1	0,29	50,8	20,46	1,17	0,86	145%
	D1T1L2	0,29	50,8	41,38	1,08	0,85	155%
	D1T1L3	0,29	50,8	55,17	1,18	0,62	148%
	D1T2L1	0,98	16,0	22,28	1,82	0,97	161%
	D1T2L2	0,98	16,0	43,97	2,16	0,96	152%
	D1T2L3	0,98	16,0	58,63	0,98	0,70	111%
	D2T1L1	0,14	101,6	12,66	1,36	1,10	384%
	D2T1L2	0,14	101,6	24,99	1,30	1,15	403%
	D2T2L1	0,46	32,1	12,98	1,61	1,07	228%
	D2T2L2	0,46	32,1	25,63	1,18	1,06	227%
	D2T2L3	0,46	32,1	34,17	1,21	1,08	234%
	D3T1L1	0,11	135,5	10,13	1,24	1,07	479%
	D3T1L2	0,11	135,5	19,99	1,23	1,09	498%
	D3T1L3	0,11	135,5	26,65	1,19	1,02	457%
	D3T2L1	0,34	42,8	10,31	1,77	1,07	275%
	D3T2L2	0,34	42,8	20,34	1,35	1,06	277%
	D3T2L3	0,34	42,8	27,12	1,23	1,01	272%
	Média (%)						271%
	CV (%)						47%
C50-S460	D1T1L1	0,37	50,8	20,46	1,05	0,84	158%
	D1T1L2	0,37	50,8	41,38	1,04	0,86	177%
	D1T1L3	0,37	50,8	55,17	1,28	0,56	114%
	D1T2L1	1,26	16,0	22,28	1,64	0,97	154%
	D1T2L2	1,26	16,0	43,97	1,32	0,96	141%
	D1T2L3	1,26	16,0	58,63	1,15	0,96	143%
	D2T1L1	0,18	101,6	12,66	1,19	1,16	347%
	D2T1L2	0,18	101,6	24,99	1,14	1,16	381%
	D2T2L1	0,60	32,1	12,98	1,23	1,07	207%
	D2T2L2	0,60	32,1	25,63	1,41	1,07	207%
	D2T2L3	0,60	32,1	34,17	1,28	1,07	208%
	D3T1L1	0,14	135,5	10,13	1,43	1,08	376%
	D3T1L2	0,14	135,5	19,99	1,15	1,05	440%
	D3T1L3	0,14	135,5	26,65	1,18	1,08	421%
	D3T2L1	0,45	42,8	10,31	1,59	1,04	182%
	D3T2L2	0,45	42,8	20,34	1,41	1,03	241%
	D3T2L3	0,45	42,8	27,12	1,25	1,02	246%
	Média (%)						244%
	CV (%)						44%

Fonte: Autor (2024).

Ambos os eixos analisados apresentaram a mesma tendência, apesar do menor eixo de inércia estar mais suscetível a instabilidade, os resultados foram semelhantes considerando as médias e o coeficiente de variação. Em média, o ganho de capacidade de carga para os perfis S355 foi de 275,5%, enquanto para S460 foi de 252%.

Tabela 4.6 – Parâmetros de desempenho (maior eixo de inércia UR2)

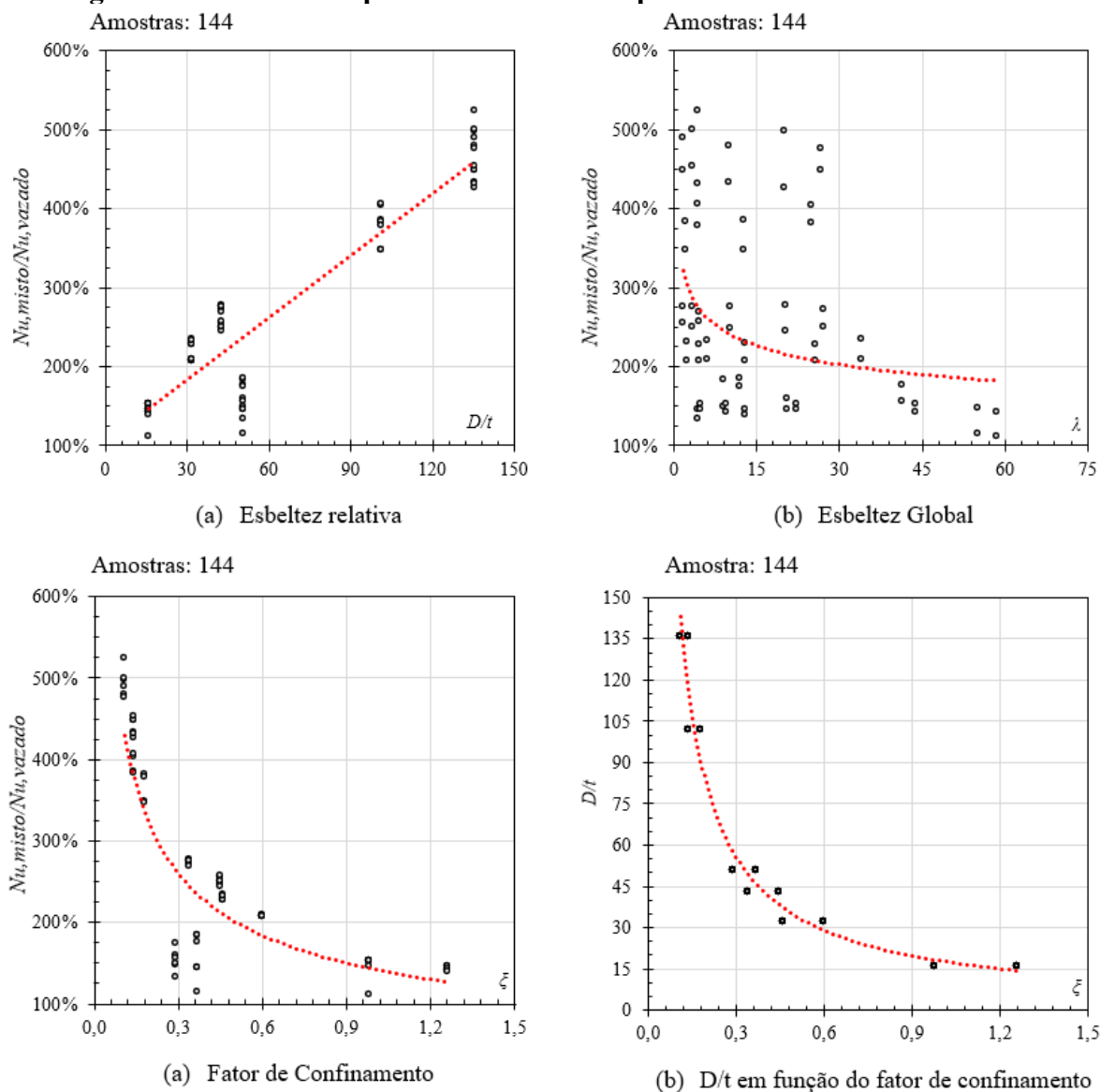
Classe	ID	ξ	D/t	λ	DI	SI	Aumento da carga última (%)
C50-S355	D1T1L1	0,29	50,8	4,47	1,24	1,07	179%
	D1T1L2	0,29	50,8	9,04	1,74	0,82	150%
	D1T1L3	0,29	50,8	12,06	1,12	0,96	174%
	D1T2L1	0,98	16,0	4,89	2,66	0,97	161%
	D1T2L2	0,98	16,0	9,66	1,64	0,97	152%
	D1T2L3	0,98	16,0	12,87	1,24	0,92	145%
	D2T1L1	0,14	101,6	2,27	1,07	1,10	383%
	D2T1L2	0,14	101,6	4,47	1,13	1,16	406%
	D2T2L1	0,46	32,1	2,34	1,43	1,08	231%
	D2T2L2	0,46	32,1	4,62	1,09	1,06	227%
	D2T2L3	0,46	32,1	6,16	2,26	1,08	232%
	D3T1L1	0,11	135,5	1,69	1,05	1,08	489%
	D3T1L2	0,11	135,5	3,34	1,14	1,05	499%
	D3T1L3	0,11	135,5	4,46	1,14	1,08	492%
	D3T2L1	0,34	42,8	1,74	1,52	1,05	275%
	D3T2L2	0,34	42,8	3,43	1,25	1,03	275%
	D3T2L3	0,34	42,8	4,57	1,12	0,98	268%
	Média (%)						279%
	CV (%)						46%
C50-S460	D1T1L1	0,37	50,8	4,47	1,00	1,00	188%
	D1T1L2	0,37	50,8	9,04	1,36	0,90	183%
	D1T1L3	0,37	50,8	12,06	1,34	0,90	184%
	D1T2L1	1,26	16,0	4,89	4,65	0,97	155%
	D1T2L2	1,26	16,0	9,66	1,32	0,97	142%
	D1T2L3	1,26	16,0	12,87	1,81	0,95	139%
	D2T1L1	0,18	101,6	2,27	1,21	1,16	347%
	D2T1L2	0,18	101,6	4,47	1,13	1,15	378%
	D2T2L1	0,60	32,1	2,34	1,73	1,08	208%
	D2T2L2	0,60	32,1	4,62	1,20	1,07	207%
	D2T2L3	0,60	32,1	6,16	1,11	1,07	208%
	D3T1L1	0,14	135,5	1,69	1,14	1,12	448%
	D3T1L2	0,14	135,5	3,34	1,20	1,11	453%
	D3T1L3	0,14	135,5	4,46	1,36	1,04	418%
	D3T2L1	0,45	42,8	1,74	1,19	1,07	255%
	D3T2L2	0,45	42,8	3,43	1,13	1,05	250%
	D3T2L3	0,45	42,8	4,57	1,08	1,05	257%
	Média (%)						260%
	CV (%)						41%

Fonte: Autor (2024).

A Figura 4.32 mostra o aumento percentual na capacidade de carga dos perfis tubulares em aço S355 e S460 com preenchimento de concreto C50. Como discutido anteriormente, a relação diâmetro-espessura teve um impacto positivo no aumento da capacidade de carga do perfil. Com base nos 144 resultados, foi obtida a linha de tendência apresentada na Fig. 4.32 (a). Este resultado está de acordo com os estudos de Zhu *et al.* (2016), Zhou, Su, Wu (2018) e

Lin e Zhao (2019), que investigaram colunas CFST. Dessa maneira, o estudo confirma que, para perfis alveolares com flanges tubulares, o aumento da esbeltez relativa é positivo para o aumento de resistência da estrutura.

Figura 4.32 – Aumento percentual devido ao preenchimento de concreto C50



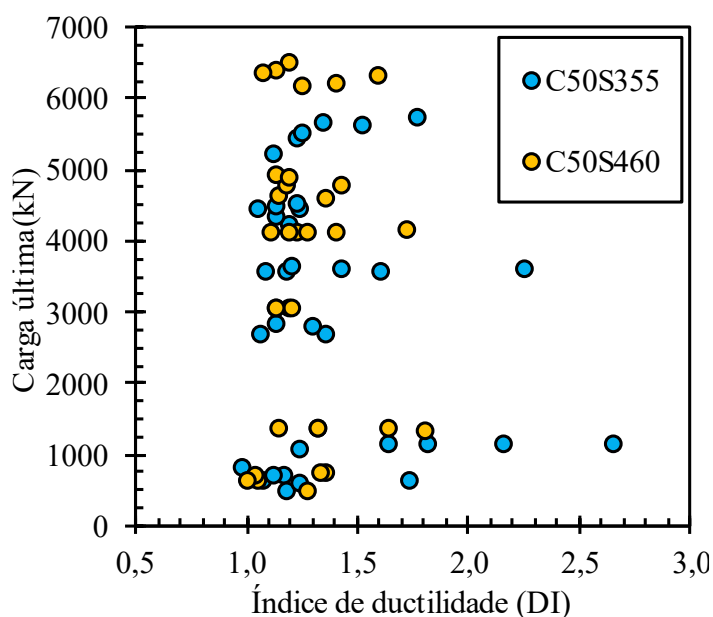
Fonte: Autor (2024).

Em relação à esbeltez global, observou-se uma tendência inversa: valores mais altos de esbeltez resultaram em menores aumentos na capacidade de carga. Esse resultado está em concordância com os estudos de Li *et al.* (2018, 2021a, 2021b, 2022), indicando que a contribuição do concreto é reduzida para perfis mais esbeltos. O fator de confinamento também apresentou uma relação inversa com o aumento da capacidade de carga, demonstrando que, mesmo para valores menores, o preenchimento de concreto é eficaz em melhorar a resistência

do perfil de aço, como também foi observado por An, Han e Zhao (2012). Além disso, a Fig. 4.32 (d) mostra que esbeltez relativa e fator de confinamento são grandezas inversamente proporcionais.

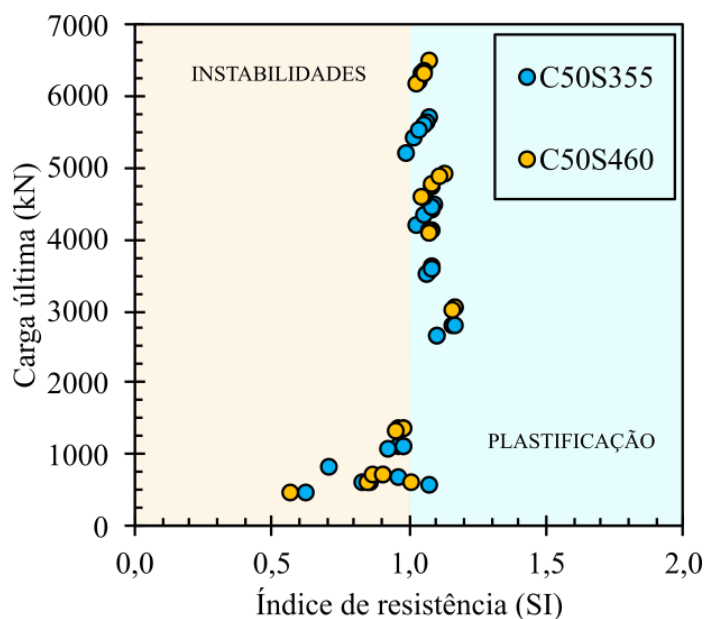
As Figuras 4.33 e 4.34 apresentam as cargas últimas dos modelos em função dos parâmetros de desempenho. O índice de ductilidade (DI) reflete a capacidade da estrutura de suportar deformações após atingir a carga máxima. Enquanto o índice de resistência (SI) é uma medida de quão bem o perfil consegue resistir a uma carga sem ceder a falhas locais ou globais, desenvolvendo toda a capacidade plástica da seção. Nota-se que os modelos em aço S355 exibem maiores índices de ductilidade, conforme mostrado na Fig. 4.33. De maneira geral, verifica-se que os modelos em aço S460 atingem maiores cargas últimas. Contudo, apresentam índices de ductilidade (DI) inferiores em comparação aos modelos em aço S355. Esse comportamento pode ser atribuído à maior resistência do S460, que favorecem o aumento da capacidade de carga, mas reduz a capacidade de deformação pós-pico

Figura 4.33 – Carga última em função do parâmetro DI



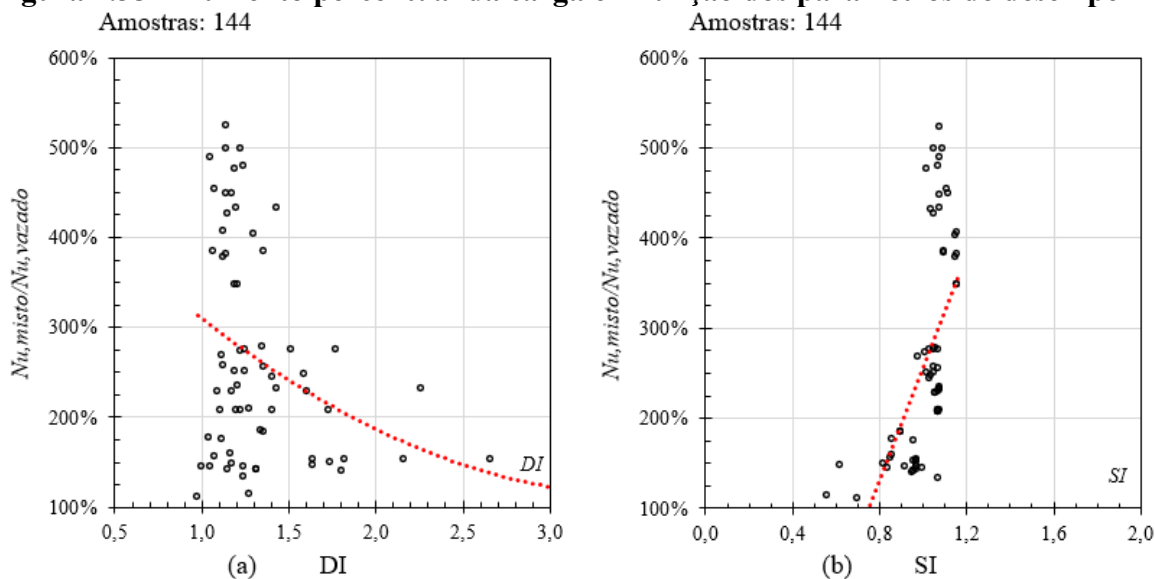
Fonte: Autor (2024).

Na Figura 4.34 observa-se que os perfis que alcançaram maiores cargas apresentam valores superior a 1,0 para o índice de resistência, atingindo cargas superiores à capacidade plástica da seção. Os modelos que exibem menores cargas falharam precocemente devido a instabilidade.

Figura 4.34 – Carga última em função do parâmetro SI

Fonte: Autor (2024).

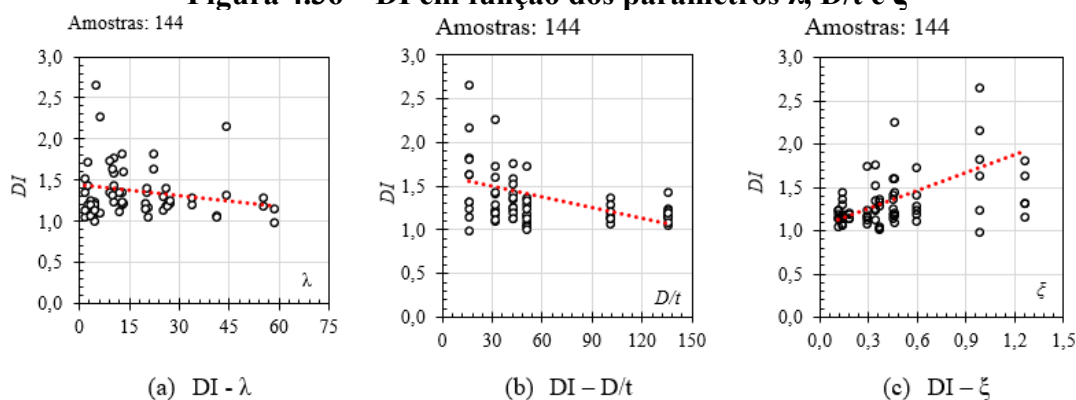
A Figura 4.35 mostra o aumento percentual da capacidade de carga proporcionado pelo preenchimento de concreto em função dos parâmetros de desempenho. As relações observadas indicam que o ganho em resistência é inversamente proporcional ao índice de ductilidade, sendo que os maiores incrementos na capacidade de carga ocorrem para modelos com $SI > 1,0$. Esse resultado sugere que os modelos com baixo índice SI tendem a falhar precocemente devido a instabilidades, o que limita o aumento de sua capacidade resistente.

Figura 4.35 – Aumento percentual da carga em função dos parâmetros de desempenho

Fonte: Autor (2024).

Na Figura 4.36 pode-se observar a relação entre o índice de ductilidade (DI) e os parâmetros de esbeltez (λ), esbeltez relativa (D/t) e fator de confinamento (ξ). Os gráficos (Fig. 4.36) mostram uma tendência inversa entre o DI e os parâmetros de esbeltez, o que era esperado, pois perfis mais esbeltos tendem a falhar precocemente devido a instabilidades. Além disso, esbeltez relativa menor implica menores taxas de aço, o que resulta em rupturas mais frágeis no concreto (Elchalakani; Ayough; Yang, 2021). No gráfico (Figura 4.30c), observa-se que o aumento do fator de confinamento está associado a um aumento do índice de ductilidade, tendência já apontada na literatura (Han, 2002; He; Zhao; Lin, 2018; Ji *et al.*, 2021).

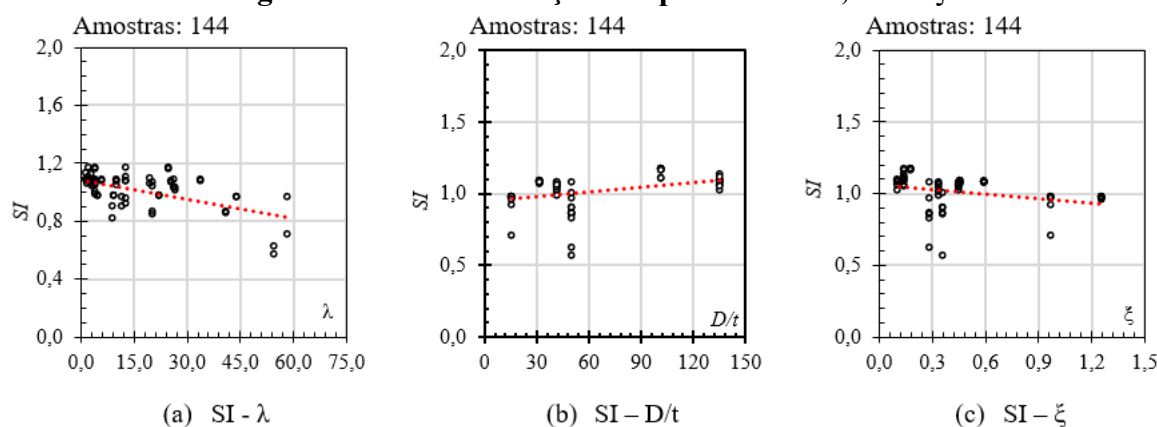
Figura 4.36 – DI em função dos parâmetros λ , D/t e ξ



Fonte: Autor (2024).

A Figura 4.37 exibe os resultados do índice de resistência (SI) em função dos mesmos parâmetros mencionados. Observa-se que somente a esbeltez relativa apresentou um impacto positivo nesse índice de desempenho. Para $D/t > 90$, todos os modelos resultaram em $SI > 1,0$, confirmando a tese de que maiores relações D/t favorecem essas estruturas, como indicado na literatura (Zhu *et al.*, 2016; Zhou; Su; Wu, 2018; Lin; Zhao, 2019).

Figura 4.37 – SI em função dos parâmetros λ , D/t e ξ



Fonte: Autor (2024).

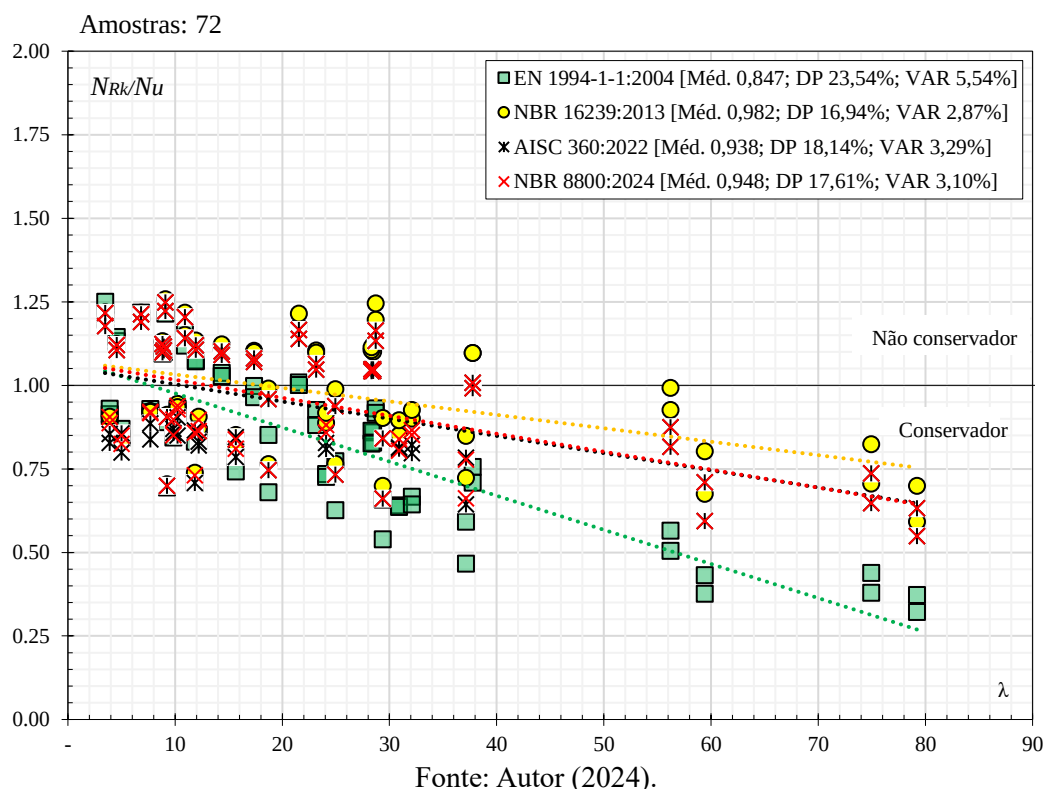
4.3 PROCEDIMENTOS NORMATIVOS

Esta pesquisa analisou os procedimentos normativos de cálculo da capacidade resistente para estruturas tubulares mistas submetidas à compressão axial, apresentados nas normas ABNT NBR 8800:2024, NBR 16239:2013, AISC 360:2022, EN 1994-1-1:2004 e GB50936:2014. Primeiramente, foram apresentados os resultados relativos aos perfis de aço vazados, seguidos dos principais resultados para os perfis mistos de aço e concreto, foco central deste estudo.

4.3.1 Perfis de Aço Alveolares com Flanges Tubulares

A Figura 4.38 apresenta os resultados em relação aos perfis alveolares com flanges tubulares de aço S355 e S460. A norma NBR 16239, específica para perfis tubulares, apresentou o menor erro preditivo (1,8%), menor desvio padrão (16,94%) e variância (2,87%). A norma EC4 mostrou-se a mais conservadora, exceto para os perfis de menor esbeltez, quando superestimou a capacidade resistente de alguns perfis. Os valores obtidos para a previsão da carga última por meio dos procedimentos normativos são apresentados no Apêndice B.

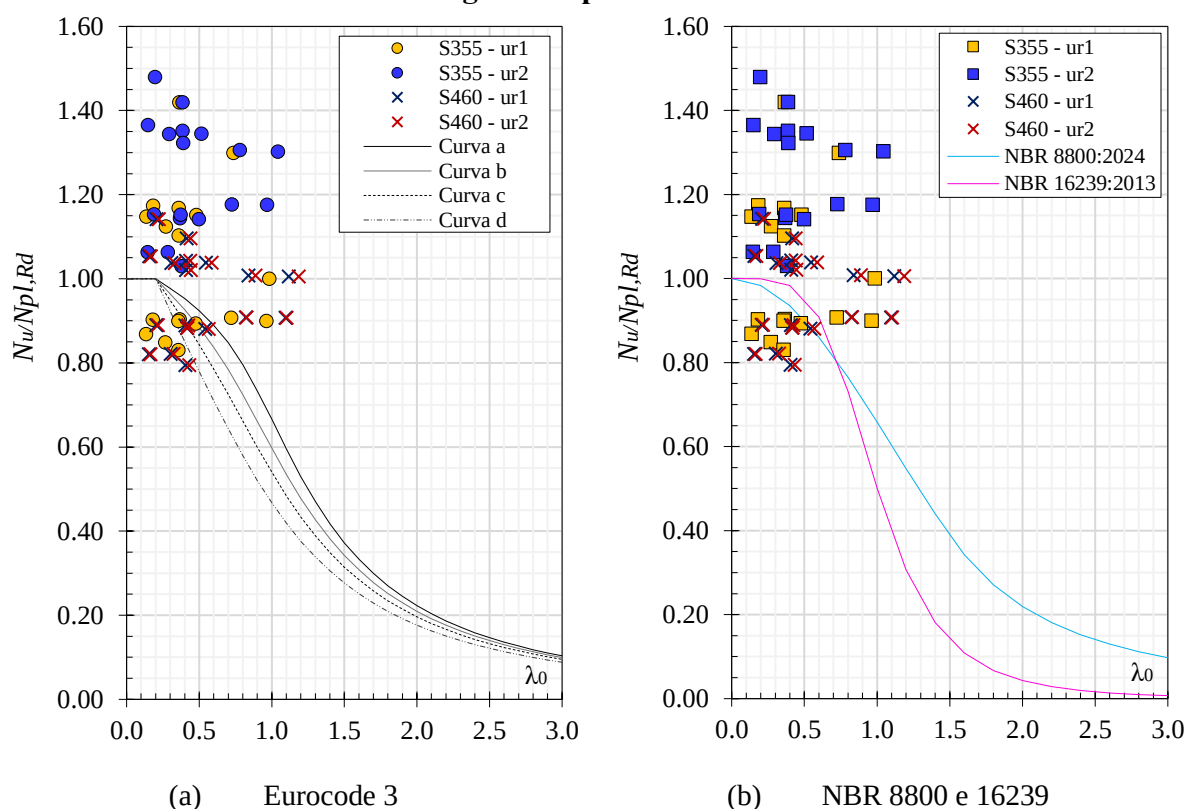
Figura 4.38 - Comparação com procedimentos normativos em função da esbeltez



A predição da capacidade resistente pelas normas apresentou variações significativas em função da esbelteza dos perfis analisados. Para perfis mais esbeltos, as normas tendem a fornecer estimativas mais conservadoras, aplicando penalizações por meio das curvas de flambagem. Esse comportamento reflete a preocupação normativa em considerar o risco de instabilidades globais nesses casos.

Especialmente para valores de esbelteza $\lambda < 40$, observa-se que as normas, em alguns casos, superestimaram a capacidade de carga. Esse comportamento pode ser atribuído à resposta não linear da estrutura, marcada por instabilidades locais nos flanges tubulares. Esses fenômenos, frequentemente relacionados à perda de rigidez localizada, comprometem a capacidade resistente real da seção, demonstrando que as simplificações adotadas pelos modelos normativos podem não capturar adequadamente esses efeitos em perfis mais compactos. A Figura 4.39 apresenta os resultados obtidos em comparação com as curvas de flambagem normativas. De modo geral, observa-se que as normas mantêm um padrão conservador nas predições da capacidade resistente dos perfis analisados, com exceção de alguns pontos abaixo das curvas normativas.

Figura 4.39 - Comparação dos resultados para os perfis de aço S355 e S460 com as curvas de flambagem dos procedimentos normativos

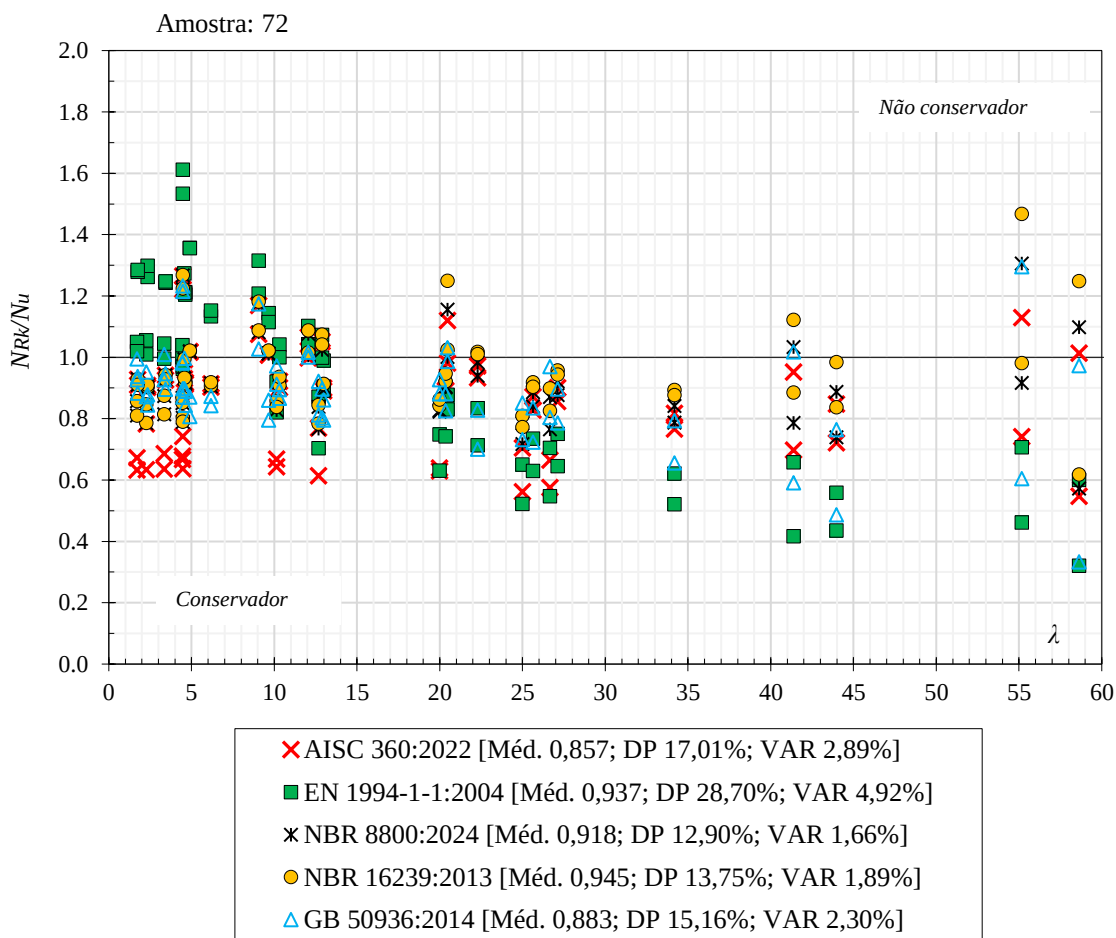


Fonte: Autor (2024).

4.3.2 Perfis de Aço Alveolares com Flanges Tubulares preenchidos de Concreto

A Figura 4.40 apresenta os resultados em relação aos procedimentos normativos para os modelos preenchidos de concreto C50S355 e C50S460. Na média, a NBR 16239 apresentou o menor erro preditivo (5,5%), enquanto a NBR 8800 apresentou menor desvio padrão (12,9%) e menor variância (1,66%). O procedimento da norma AISC 360 forneceu os resultados mais conservadores. A tendência previamente observada nos perfis vazados foi mantida: para modelos mais esbeltos, os resultados foram geralmente mais conservadores. Contudo, algumas exceções foram identificadas, indicando que o comportamento desses perfis pode divergir das hipóteses normativas. Os valores obtidos para a previsão da carga última para cada modelo por meio dos procedimentos normativos são apresentados resumidamente no Apêndice B.

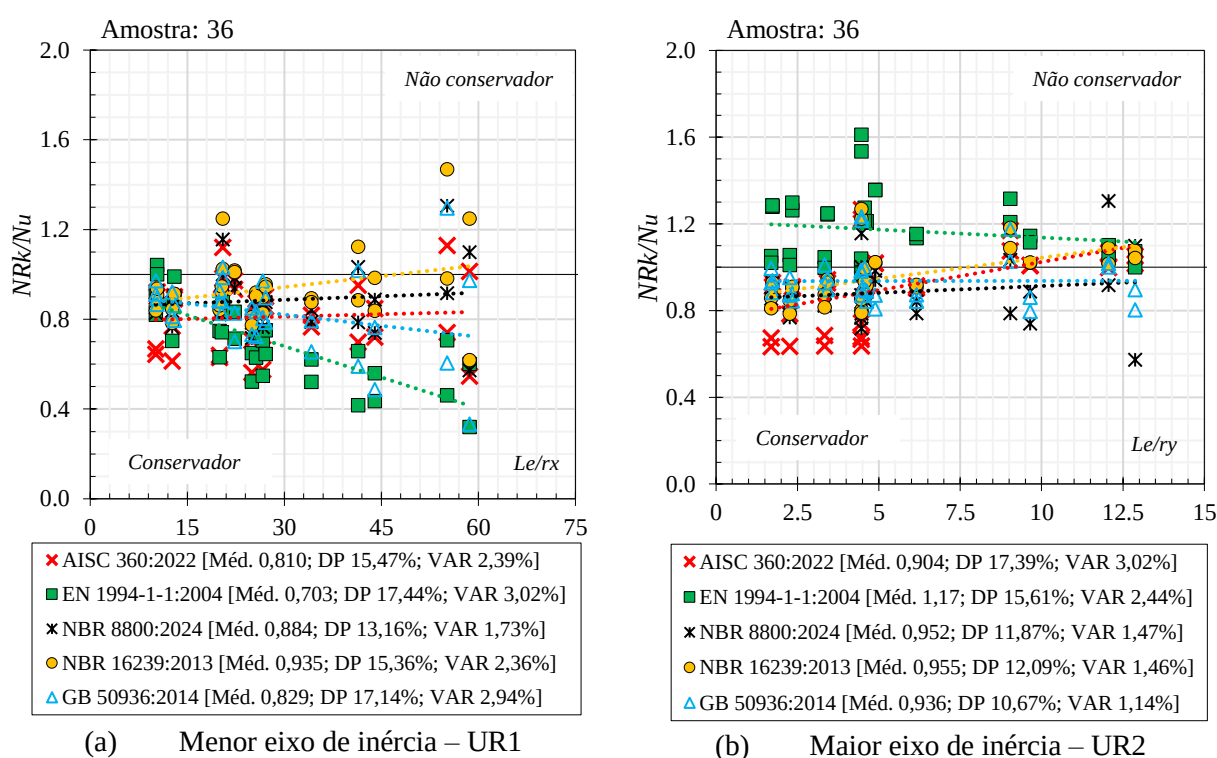
Figura 4.40 - Comparação com procedimentos analíticos em função da esbeltez para os modelos C50S355 e C50S460



Fonte: Autor (2024).

A análise dos resultados separadamente para cada eixo de inércia reforça a tendência de que as normas apresentam previsões mais conservadoras para perfis com maiores valores de esbeltez. Essa característica é evidenciada na Figura 4.41, que destaca uma redução gradual da precisão normativa à medida que a esbeltez aumenta no eixo de menor inércia (Fig. 4.41a). Em contrapartida, no eixo de maior inércia (Fig. 4.41b) as normas superestimaram a capacidade de carga, conforme mencionado anteriormente, possivelmente devido aos efeitos da instabilidade local. As normas penalizam a área efetiva da seção para considerar esse fenômeno, no entanto, no presente estudo foram avaliados perfis com alta esbeltez relativa, sugerindo um ponto de atenção nos modelos de cálculo normativos.

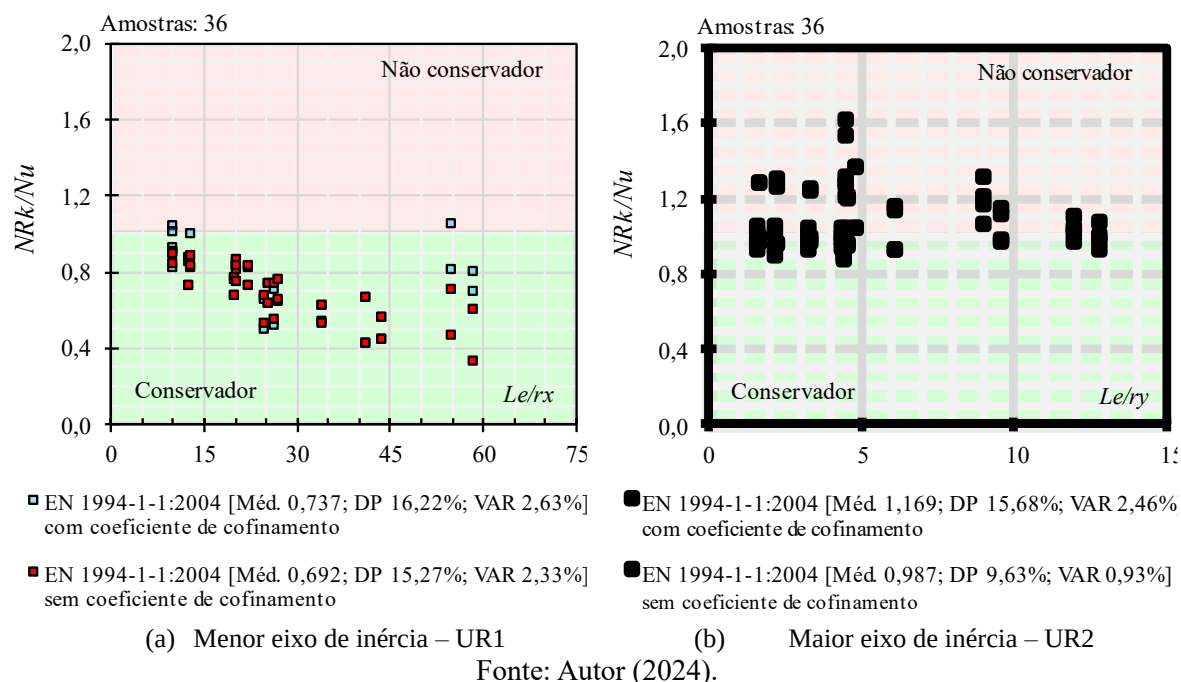
Figura 4.41 - Comparação com procedimentos analíticos para os modelos C50S355 e C50S460 em ambos os eixos de inércia analisados



Fonte: Autor (2024).

Observa-se um desvio mais acentuado para a formulação proposta pelo Eurocode 4, especialmente para o eixo de maior inércia, possivelmente devido à consideração do fator de confinamento. A Figura 4.42 mostra a comparação considerando o coeficiente (n_c) relacionado a esse efeito.

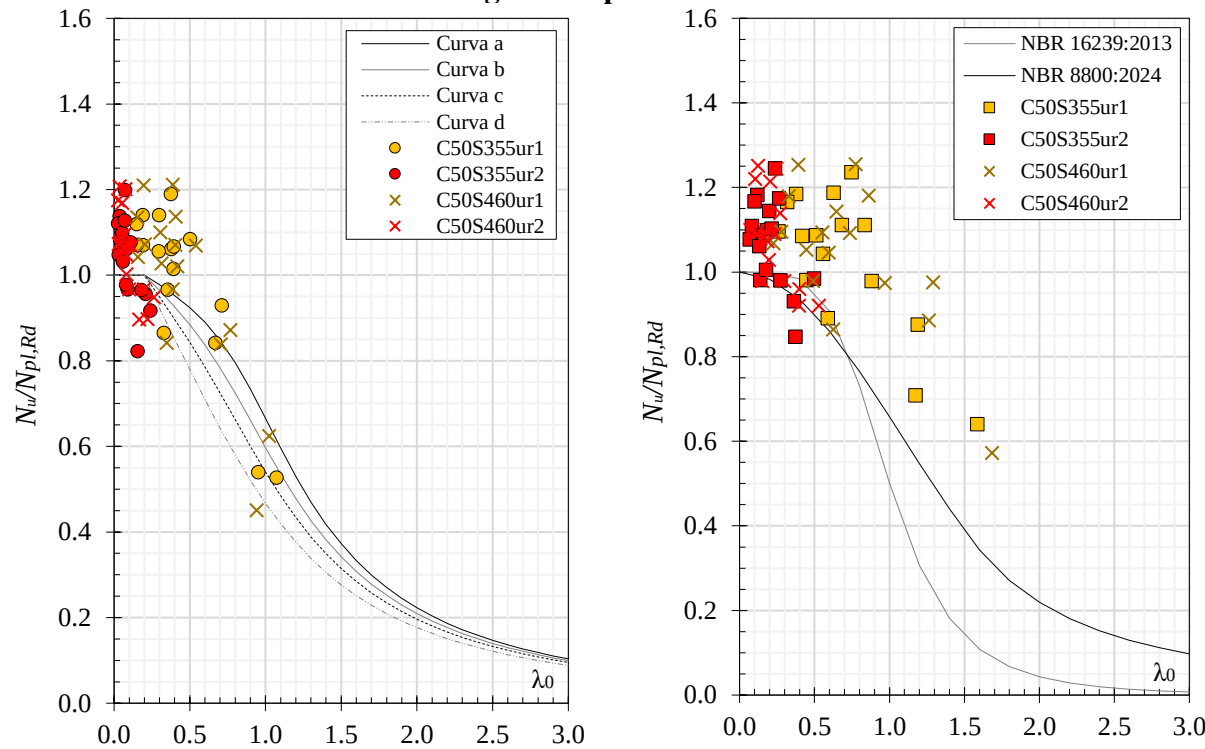
Figura 4.42 - Comparação do procedimento da norma EC4 considerando o coeficiente relacionado ao confinamento (n_c)



A consideração do coeficiente n_c resultou em previsões não conservadoras para os modelos nas análises em torno do eixo de maior inércia. Conforme discutido anteriormente, os modelos avaliados não apresentaram um efeito de confinamento expressivo na seção de concreto. Apesar disso, os procedimentos normativos consideram ganhos de resistência associados ao confinamento, desde que o índice de esbeltez atenda ao critério de $\lambda_0 < 0,5$. Contudo, mesmo os perfis analisados que atendem a esse limite não apresentaram aumentos significativos de resistência atribuídos a esse efeito, sugerindo uma limitação prática na aplicação desse parâmetro.

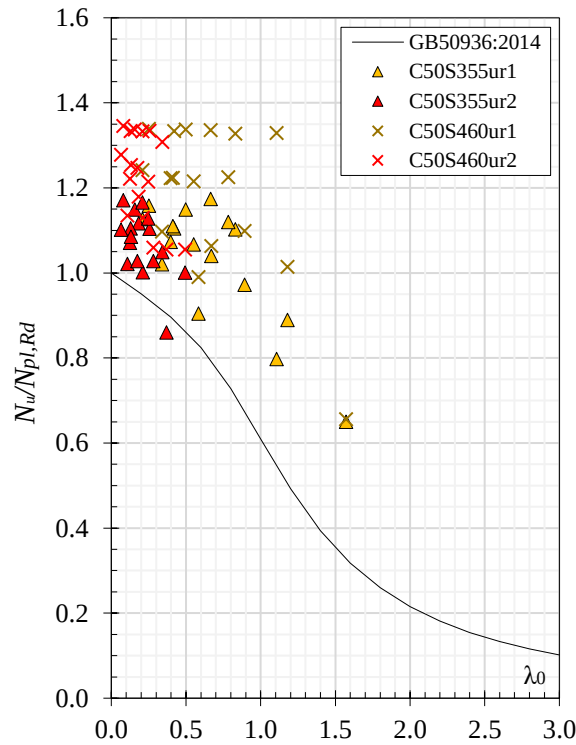
A Figura 4.43 compara os resultados obtidos com as curvas de flambagem propostas pelas normas. Nota-se que, embora a maioria dos pontos permaneça acima das curvas normativas, garantindo uma estimativa conservadora, alguns casos ficaram abaixo das curvas do EC4 (4.43a) e NBRs (4.43b). A norma chinesa GB 50936 (Fig. 4.43c) demonstrou maior conservadorismo, com apenas um ponto situado abaixo da curva de flambagem proposta originalmente por Han (2024). Esse resultado destaca a adequação de seu procedimento específico para pilares preenchidos com concreto, abordando diretamente as características desse tipo de estrutura. Em contraste, as demais normas avaliadas utilizam curvas de flambagem padronizadas, que não consideram explicitamente os efeitos particulares do preenchimento de concreto.

Figura 4.43 - Comparação dos resultados para os modelos C50S355 e C50S460 com as curvas de flambagem dos procedimentos normativos



(a) Eurocode 4

(b) NBR 8800 e 16239



(c) GB50936

Fonte: Autor (2024).

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo avaliar, por meio de simulações numéricas, o comportamento em compressão axial de perfis de aço alveolares com flanges tubulares preenchidas com concreto de alta resistência. Esse tipo de elemento estrutural apresenta vantagens que o tornam uma opção promissora, combinando desempenho mecânico elevado, valor estético e flexibilidade de projeto.

Inicialmente, realizou-se a validação do modelo em elementos finitos com base em ensaios experimentais, obtendo bons resultados tanto para a previsão da carga quanto para as curvas carga-deslocamento. Os principais achados dessa etapa incluem:

- O modelo CDP permitiu obter respostas precisas para o comportamento físico do concreto, desde que os parâmetros sejam calibrados adequadamente para a amostra em análise;
- O modelo elastoplástico com encruamento proposto por Tao, Wang e Yu (2013) se mostrou adequado para perfis alveolares com flanges tubulares;

Em relação ao estudo paramétrico, foram analisados 144 modelos em elementos finitos, considerando diferentes configurações geométricas, propriedades dos materiais e parâmetros de desempenho estrutural. Com base nos dados analisados conclui-se que:

- O preenchimento de concreto demonstrou-se eficiente na prevenção de instabilidades que ocorriam precocemente nos perfis tubulares vazados, além de aumentar a capacidade de carga dessas estruturas em 263,8%, na média.
- A classe de resistência S355 apresentou maior aumento percentual (275,5%) em comparação ao aço S460 (252%) devido a introdução do concreto C50 no perfil tubular, na média;
- Os perfis que mais se beneficiaram do aumento de resistência devido ao preenchimento de concreto C50 foram os que apresentaram maior índice de esbeltez relativa (D/t);
- O efeito do confinamento não se mostrou significativo, pois a distribuição de tensões ao longo da seção de concreto não se desenvolveu de maneira uniforme. Esse resultado corrobora o fato de que o confinamento é significativo para as seções compactas ($\lambda <$

12 ou $L/D < 3$). Além disso, não foi observado encruamento (*hardening*) na curva carga-deslocamento nos perfis com $\xi > 1,0$ conforme sugerido na literatura;

- A conexão dos flanges tubulares por meio de aberturas alveolares mostrou-se um ponto crítico para o desconfinamento da seção de concreto, especialmente no menor eixo de inércia, possivelmente devido a distribuições de tensões da alma para os flanges. Além disso, constatou-se que a rigidez insuficiente da alma pode resultar em instabilidade lateral com distorção da alma.
- O índice de ductilidade (DI) mostrou-se inversamente proporcional ao aumento de resistência devido ao preenchimento em concreto, e diretamente relacionado ao fator de confinamento, indicando que maiores taxas de aço resultam em maiores valores para índice.
- Os perfis que apresentaram maior capacidade de carga exibiram índices de resistência (SI) superiores a 1,0. Esse resultado indica que a estrutura ultrapassou a sua capacidade plástica total nesses casos.

Por fim realizou-se comparações com procedimentos normativos de cálculo, concluindo-se que:

- O procedimento normativo da NBR 16239 (2013) apresentou a melhor precisão na estimativa da capacidade resistente de perfis com flanges tubulares entre os procedimentos normativos avaliados;
- A norma NBR 8800 (2024) apresentou resultados semelhantes, no entanto, não apresenta uma curva de flambagem específica para perfis tubulares laminados;
- O Eurocode 4 apresentou os maiores desvios, devido às limitações práticas no coeficiente que considera os ganhos por confinamento;
- A norma chinesa GB 50936 (2014) mostrou-se mais adequada em relação a curva de flambagem, uma vez que é desenvolvida especificamente para pilares preenchidos de concreto. Em contraste, as demais normas utilizam abordagens mais generalistas e não apresentam curvas de flambagem específicas para o caso do perfil preenchido de concreto.

Este trabalho contribui, portanto, com uma solução inovadora em perfis alveolares e tubulares preenchidos com concreto, evidenciando a sua capacidade de carga, modos de falha e previsões normativas para esse tipo de estrutura, o que representa um avanço promissor na engenharia estrutural e amplia as possibilidades de aplicação desses elementos em projetos de infraestrutura.

5.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho identificou diversas oportunidades para pesquisas futuras. Com o objetivo de avançar na pesquisa de estruturas tubulares mistas de aço e concreto e perfis com aberturas alveolares, propõem-se as seguintes abordagens:

- i. Realizar ensaios experimentais de compressão axial com os perfis propostos, avaliando carga última e deformações, de modo a validar o comportamento observado nas simulações numéricas;
- ii. Avaliar numericamente e experimentalmente os perfis propostos submetidos à flexão em torno de seu eixo de maior inércia.
- iii. Parametrizar a resistência do concreto para avaliar a influência de várias classes de resistência;
- iv. Avaliar a utilização de concreto com agregados reciclados incorporados nas estruturas tubulares para os perfis propostos neste trabalho;
- v. Parametrizar a geometria das aberturas na alma e avaliar sua influência no comportamento estrutural;
- vi. Analisar o comportamento dinâmico dessas estruturas sob carregamentos cíclicos e sísmicos numericamente e experimentalmente;
- vii. Realizar análise termoestrutural dos perfis propostos;
- viii. Utilizar técnicas de *machine learning* para obter previsão de cargas últimas e elaborar modelos de regressão confiáveis.

REFERÊNCIAS

ABAQUS. Abaqus Analysis User Manual, Version 6.14. **Dassault Systems Simulia Corp; ABAQUS Inc.**, 2014.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION - AISC. **ANSI / AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings**, 2016.

ALSAYED, S. H.; ALHOZAIMY, A. M. Ductility of concrete beams reinforced with FRP bars and steel fibers. **Journal of composite materials**, v. 33, n. 19, p. 1792-1806, 1999. DOI: <https://doi.org/10.1177/002199839903301902>

AN, Y-F.; HAN, L-H.; ZHAO, X-L. Behaviour and design calculations on very slender thin-walled CFST columns. **Thin-Walled Structures**, v. 53, p. 161-175, 2012. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2012.01.011>

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 5738:2015 - Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 2015a.

_____. **NBR 5739:2018 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndrico**. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NBR 6118:2023 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.

_____. **NBR 8800:2024 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2024.

_____. **NBR 8953:2015 - Concreto para fins estruturais — Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 2015b.

_____. **NBR 12655:2015 - Concreto de cimento Portland- Preparo, controle, recebimento e aceitação- Procedimento**. Rio de Janeiro, 2015c.

_____. **NBR 16239:2013 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações Com Perfis Tubulares**. Rio de Janeiro, 2013.

AUSTRALIAN STANDARD/ NEW ZEALAND STANDARDS - AS/NZS. **AS/NZS 2327: Composite steel-concrete construction in buildings**. Sydney, Australia: 2017.

BAŽANT, Z. P.; BECQ-GIRAUDON, E. Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 4, 2002. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00723-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00723-2)

BIRTEL, V.; MARK, P. **Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure**. In: Abaqus User's Conference, 2006.

BRIDGE, R.Q.; O'SHEA, M.D.; GARDNER, P.; GRIGSON, R.; TYRELL, J. **Local buckling of square thin-walled steel tubes with concrete infill**. In: Proceedings of the international conference on structural stability and design. p. 307–14, 1995.

CARREIRA, D. J.; CHU, K-H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. In: **Journal proceedings**. 1985. p. 797-804.

CHACÓN, R.; SERRAT, M.; REAL, E. The influence of structural imperfections on the resistance of plate girders to patch loading. **Thin-Walled Structures**, v. 53, p. 15–25, 2012. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2011.12.003>

DABAON, M. A.; EL-BOGHDADI, M. H.; HASSANEIN, M. F. Experimental investigation on concrete-filled stainless steel stiffened tubular stub columns. **Engineering Structures**, v. 31, n. 2, p.300-307, 2009. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.08.017>

DEMIRDJIAN, S. Stability of Castellated Beam Webs. **McGill University Montréal. MSc thesis**, v. 140, 1999.

ELCHALAKANI, M.; AYOUGH, P.; YANG, B. **Single Skin and Double Skin Concrete Filled Tubular Structures: Analysis and Design: A volume in Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering**. Elsevier, 1ªed. 2021.

ELLOBODY, E. Nonlinear analysis of cellular steel beams under combined buckling modes. **Thin-Walled Structures**, v. 52, p.66-79, 2012. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2011.12.009>

ELYOUSSEF, M.; ELGRIW, M.; ABED, F. **FE parametric study of the compressive behavior of CFSTs**. In: 8th International Conference on Modeling Simulation and Applied Optimization, ICMSAO, 2019.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – EUROCODE. **EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Design of Structural Elements**. The European Union Per Regulation,1992.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – EUROCODE. **EN 1993-1-1: Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. The European Union Per Regulation, 2023.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – EUROCODE. **EN 1994-1-1: Eurocode 4 - design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings**. The European Union Per Regulation, 2004.

FANG, H.; LI, Q-Y.; CHAM, T-M.; YOUNG, B. Behaviour and design of high-strength octagonal CFST short columns subjected to combined compression and bending. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 200, n.13, 2023. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107679>

FERREIRA, F. P. V.; MARTINS, C. H.; NARDIN, S. A parametric study of steel-concrete composite beams with hollow core slabs and concrete topping. **Structures**, v. 28, p.276-296, 2020. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.08.045>

FERREIRA, F. P. V.; ROSSI, A.; MARTINS, C. H. Lateral-torsional buckling of cellular beams according to the possible updating of EC3. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 153, p.222-242, 2019. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.10.011>

FIB-FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON. **fib model code for concrete structures 2010**. John Wiley & Sons, 2013.

FUJIMOTO, T.; MUKAI, A.; NISHIYAMA, I.; SAKINO, K. Behavior of Eccentrically Loaded Concrete-Filled Steel Tubular Columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 130, n. 2, p. 203–212, 2004. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:2\(203\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:2(203))

GALAMBOS, T. V.; SUROVEK, A. E. **Structural stability of steel: concepts and applications for structural engineers**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2008.

GAO, P.; ZHOU, X.; LIU, J.; LIN, X.; WANG, X.; CHEN, Y. Experimental assessment on the size effects of square concrete-filled steel tubular columns under axial compression. **Engineering Structures**, v. 281, 2023. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115706>

GARDNER, N. J.; JACOBSON, R. E. **Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tubes**. Journal proceedings. **Anais...**1967.

GHASEMIAN, M.; MORTAZAVI, M.; SCHMIDT, L. C. Behavior of hollow curved steel struts subjected to compressive load. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 52, n. 2, 1999.

GRILO, L.; FAKURY, R.; VERISSIMO, G.; CASTRO E SILVA, A. L. Design procedure for the web-post buckling of steel cellular beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 148, n. 5, p. 525–541, 2018a. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.06.020>

GRILO, L.; LOPES, N.; VILA REAL, P. M. M. Analysis of the Distortional Buckling Behavior of Cold-Formed Steel Members with Perforated Elements. **Thin-Walled Structures**, v. 130, p. 239-250, 2018b. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2018.06.023>.

GUO, Y. L.; KAREEM, A.; NI, Y. Q.; LIAO, W. Y. Performance evaluation of Canton Tower under winds based on full-scale data. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 104–106, p. 116-128, 2012. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2012.04.001>

GUPTA, P. K.; SARDA, S. M.; KUMAR, M. S. Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, n. 2, p.182-193, 2007. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.04.004>

HAN, L-H. Tests on stub columns of concrete-filled RHS sections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 58, n. 3, p.353-372, 2002. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(01\)00059-1](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00059-1)

HAN, L-H. **Theory of Concrete-Filled Steel Tubular Structures**. Singapore: Springer Nature, 2024.

HAN, L-H.; LAM, D.; NETHERCOT, D. A. **Design Guide for Concrete-Filled Double Skin Steel Tubular Structures**. 125 p. 2018. DOI: <https://doi.org/10.1201/9780429440410>

- HAN, L-H.; LI, W.; BJORHOVDE, R. Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 100, 2014. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.04.016>
- HAN, L-H.; YAO, G-H.; TAO, Z. Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pure torsion. **Thin-Walled Structures**, v. 45, n. 1, p.24-36, 2007. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2007.01.008>
- HE, L. ZHAO, Y. LIN, S. Experimental study on axially compressed circular CFST columns with improved confinement effect. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 140, p. 74-81, 2018. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.10.025>
- HILLERBORG, A. MODÉER, M. PETERSSON, P.-E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **Cement and concrete research**, v. 6, n. 6, p. 773-781, 1976.
- Jl, J.; JIANG, L.; LI, W.; LIN, Y. Hysteretic Behavior of H-Shaped Honeycombed Steel Web Composite Columns with Rectangular Concrete-Filled Steel Tube Flanges. **Advances in Civil Engineering**, 2022b. DOI: <https://doi.org/10.1155/2022/1546263>
- Jl, J.; JIANG, L.; YANG, M.; XU, Z.; SONG, H. Experimental Study of H-Shaped Honeycombed Stub Columns with Rectangular Concrete-Filled Steel Tube Flanges Subjected to Axial Load. **Advances in Civil Engineering**, 2021. DOI: <https://doi.org/10.1155/2021/6678623>
- Jl, J.; JIANG, L.; YUAN, C.; XU, Z. Nonlinear Buckling Analysis of H-Type Honeycombed Composite Column with Rectangular Concrete-Filled Steel Tube Flanges. **International Journal of Steel Structures**, v. 18, n. 4, 2018. DOI: <https://doi.org/10.1007/s13296-018-0084-0>
- Jl, J.; JIANG, L.; ZHAN, J.; YU, C. Bearing Behavior of H-Shaped Honeycombed Steel Web Composite Columns with Rectangular Concrete-Filled Steel Tube Flanges under Eccentric Compression Load. **Advances in Civil Engineering**, 2022c. DOI: <https://doi.org/10.1155/2022/2965131>
- Jl, J.; JIANG, L.; LI, Y.; REN, H.; WANG, Q.; ZHANG, L.; HE, L.; ZHANG, Z. Flexural behavior of composite beams with concrete filled steel tube flanges and honeycombed steel webs. **Frontiers in Materials**, v. 9, 2022a. DOI: <https://doi.org/10.3389/fmats.2022.991584>
- KAMIL, G. M.; LIANG, Q. Q.; HADI, M. N. S. Numerical analysis of axially loaded rectangular concrete-filled steel tubular short columns at elevated temperatures. **Engineering Structures**, v. 180, p. 89-102, 2019.
- KHALAF, S.; ABED, F.; ALHOUBI, Y. Flexural behavior of circular concrete filled steel tubes with partially incorporated demolished concrete lumps. **Composites Part C: Open Access**, v. 10, 2023. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcomc.2023.100346>
- KNOWLES, R.; PARK, R. Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns. **Journal of the structural division**, v. 95, n. 12, p. 2565–2588, 1969.

- LEE, J. FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of engineering mechanics**, v. 124, n. 8, p. 892-900, 1998. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892))
- LI, G-C.; CHEN, B-W.; YANG, Z-J.; FENG, Y-H. Experimental and numerical behavior of eccentrically loaded high strength concrete filled high strength square steel tube stub columns. **Thin-Walled Structures**, v. 127, p.483-499, 2018. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2018.02.024>
- LI, G-C.; CHEN, B-W.; YANG, Z-J.; LIU, Y-P.; FENG, Y-H. Experimental and numerical behavior of eccentrically loaded square concrete-filled steel tubular long columns made of high-strength steel and concrete. **Thin-Walled Structures**, v. 159, n.2, 2021b. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2020.107289>
- LI, G-C.; CHEN, B-W.; ZHU, B-W.; YANG, Z-J.; LIU, Y-P. Axially loaded square concrete-filled steel tubular long columns made of high-strength materials: Experimental investigation, analytical behavior, and design. **Journal of Building Engineering**, v. 58, 2022. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104994>
- LIAO, F. Y.; HAN, L. H.; HE, S. H. Behavior of CFST short column and beam with initial concrete imperfection: Experiments. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 12, p.1922-1935, 2011. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.06.009>
- LIEW, J. Y. R.; XIONG, D. X. Ultra-high strength concrete filled composite columns for multi-storey building construction. **Advances in Structural Engineering**, v. 15, n. 9, p.1487-1504, 2012. DOI: <https://doi.org/10.1260/1369-4332.15.9.1487>
- LIEW, J. Y. R.; XIONG, M. X.; XIONG, D. Design of Concrete Filled Tubular Beam-columns with High Strength Steel and Concrete. **Structures**, v. 8, 2016. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.05.005>
- LIN, S.; ZHAO, Y. G. Numerical study of the behaviors of axially loaded large-diameter CFT stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 160, p.54-66, 2019. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.05.020>
- LING, J. H.; LIM, Y. T.; JUSLI, E. Methods to determine ductility of structural members: a review. In: **Journal of the Civil Engineering Forum**. 2023. p. 181-194. DOI: <https://doi.org/10.22146/jcef.6631>
- LIU, X.; WANG, S.; YUAN, B. Size effect of circular concrete-filled stainless steel tubular short columns under axial compression. **The Structural Design of Tall and Special Buildings**, v. 32, n. 1, 2022. DOI: <https://doi.org/10.1002/tal.1983>
- LU, Y-Y.; LI, S.; LIANG, H.; LI, N. Behavior of steel fiber reinforced concrete-filled steel tube columns under axial compression. **Construction and Building Materials**, v. 95, n.10, p. 74-85, 2015.
- LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of solids and structures**, v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989. DOI: [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4)

- MALM, R. Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses. **Trita-Bkn. Bulletin**, n. 88, KTH Royal Institute of Technology, Sweden, 136 p., 2006. Disponível em: <<https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:11277/FULLTEXT01.pdf>>. Acesso: 01 out. 2024.
- 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**, v. 160, n. 1, p.13-22, 2007. DOI: <https://doi.org/10.1680/stbu.2007.160.1.13>
- NATIONAL STANDARDS OF THE PEOPLE'S REPUBLIC OF CHINA - GB. **GB 50936 - Technical code for concrete filled steel tubular structures (Chinese)**. Harbin, China: 2014.
- NATIONAL STANDARDS OF THE PEOPLE'S REPUBLIC OF CHINA - GB. **GB50010 - Code for design of concrete structures (Chinese)**. Harbin, China: 2010.
- OLIVEIRA, V. M.; ROSSI, A.; FERREIRA, F. V. P.; MARTINS, C. H. Stability behavior of steel-concrete composite cellular beams subjected to hogging moment. **Thin-Walled Structures**, v. 173, 2022. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.108987>
- OLIVEIRA, W. L. A. **Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular**. 251 f. 2008. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- OLIVEIRA, W. L. A.; NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Dimensionamento de pilares preenchidos de seção circular submetidos à compressão simples, segundo a NBR 8800:2008 e Eurocode 4:2004: comparação com resultados experimentais. **Rem: Revista Escola de Minas**, v. 62, n. 1, 2009a. DOI: <https://doi.org/10.1590/S0370-44672009000100011>
- OLIVEIRA, W. L. A.; NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C.; EL DEBS, M. K. Influence of concrete strength and length/diameter on the axial capacity of CFT columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 12, 2009b. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.07.004>
- O'SHEA, M. D.; BRIDGE, R. Q. Design of Circular Thin-Walled Concrete Filled Steel Tubes. **Journal of Structural Engineering**, v. 126, n. 11, 2000. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:11\(1295\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:11(1295))
- PANEDPOJAMAN, P. SAE-LONG, W. THEPCHATRI, T. Design of cellular beam-columns about the major axis. **Engineering Structures**, v. 236, p. 112060, 2021. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112060>
- PANEDPOJAMAN, P.; THEPCHATRI, T.; LIMKATANYU, S. Distorcional buckling and strength of cold-formed steel C-sections subjected to uniform bending. **Thin-Walled Structures**, v. 83, p. 38-50, 2014a. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2014.04.007>
- PANEDPOJAMAN, P.; THEPCHATRI, T.; LIMKATANYU, S. Elastic buckling of cellular columns under axial compression. **Thin-Walled Structures**, v. 145, 106434, 2019. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.106434>
- PANEDPOJAMAN, P.; THEPCHATRI, T.; LIMKATANYU, S. Novel design equations for shear strength of local web-post buckling in cellular beams. **Thin-Walled Structures**, v. 76, p. 92-104, 2014b. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2013.11.007>

- PAPANIKOLAOU, V. K.; KAPPOS, A. J. Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression. **International Journal of Solids and Structures**, v. 44, n. 21, p.7021-7048, 2007. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2007.03.022>
- PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. O. Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios. **Universidade de São Paulo (USP), Departamento de Engenharia de Estruturas**, 2007.
- PORTOLÉS, J. M.; ROMERO, M. L.; SENACH, J. L. B.; FILIPPOU, F. C. Experimental study of high strength concrete-filled circular tubular columns under eccentric loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 4, p.623-633, 2011. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.11.017>
- REIS, A.; CAMOTIM, D. **Estabilidade Estrutural**. Amadora, Portugal: McGraw-Hill, 2000.
- RODRIGUES, P. F.; VELLASCO, P. C. G. S.; LIMA, L. R. O.; SILVA, A. T.; RODRIGUES, M. C.; SARMANHO, A. M. C. **Experimental evaluation of composite tubular columns CFDST (Stainless steel-concrete-carbon steel)**. In: Proceedings of the 9th International Conference on Advances in Steel Structures, ICASS 2018, 2020.
- ROMERO, M. L.; ESPINÓS, A.; LAPUEBLA-FERRI, A.; ALBERO, V.; HOSPITALER, A. Recent developments and fire design provisions for CFST columns and slim-floor beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 172, 2020. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106159>
- ROSSATO, L. A., MARTINS, C. H., ROSSI, A. Análise de pós-flambagem em perfis alveolares com flanges tubulares carregados axialmente. **Revista Tecnológica**, v.33, n.1 , p.1-10, 2024.
- SAKINO, K.; NAKAHARA, H.; MORINO, S.; NISHIYAMA, I. Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 130, n. 2, 2004. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:2\(180\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:2(180))
- SANTINI, Â. T.; RAMIRES, F. B. Comportamento experimental de pilares mistos tubulares circulares submetidos a força axial excêntrica. **Brazilian Journal of Development**, v. 7, n. 1, 2021. DOI: <https://doi.org/10.34117/bjdv7n1-346>
- SANTOS, E. V. **Capacidade Resistente De Vigas Mistas De Aço E Concreto Com Aberturas De Base Elíptica À Instabilidade No Montante De Alma**. 207 f. 2024. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2024. Disponível em: <https://pcv.uem.br/documentos/dissertacao-de-mestrado/02-homologacao-eduardo-vedovetto-dissertacao.pdf>. Acesso em: 24 out. 2024.
- SCHNEIDER, S. P.; ALOSTAZ, Y. M. Experimental Behavior of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 45, n. 3, 1998.
- SHANMUGAM, N. E.; LAKSHMI, B. State of the art report on steel-concrete composite columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 57, n. 10, 2001. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(01\)00021-9](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00021-9)

SILVA, L. M. E.; CHRISTOFORO, A. L.; CARVALHO, R. C. Calibration of concrete damaged plasticity model parameters for shear walls. **Revista Materia**, v. 26, n. 1, 2021. DOI: <https://doi.org/10.1590/S1517-707620210001.1244>

SONCK, D.; BELIS, J. Lateral-torsional buckling resistance of cellular beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 105, p. 119-128, 2015. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.11.003>

TAO, Z.; SONG, T.; UY, B.; HAN, L-H. Bond behavior in concrete-filled steel tubes. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 120, p.81-93, 2016. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.12.030>

SPADEA, G.; SWAMY, R. N.; BENCARDINO, F. Strength and ductility of RC beams repaired with bonded CFRP laminates. **Journal of Bridge Engineering**, v. 6, n. 5, p. 349-355, 2001. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2001\)6:5\(349\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2001)6:5(349))

TAO, Z. HAN, L-H. WANG, Z-B. Experimental behaviour of stiffened concrete-filled thin-walled hollow steel structural (HSS) stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 61, n. 7, p. 962-983, 2005. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2004.12.003>

TAO, Z.; WANG, Z-B.; YU, Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 89, p.121-131, 2013. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.07.001>

TOMII, M.; YOSHIMURA, K.; MORISHITA, Y. **Experimental studies on concrete filled steel tubular stub columns under concentric loading**. 1977.

TSAVDARIDIS, K. D.; D'MELLO, C.; HAWES, M. Experimental study of ultra shallow floor beams (USFB) with perforated steel sections. In: Nordic Steel 09. Nordic Steel 09, 02-04 Sep 2009, Malmo, Sweden. Nordic Steel, 312 - 319.

UY, B. Axial compressive strength of short steel and composite columns fabricated with high strength steel plate. **Steel and Composite Structures**, v. 1, n. 2, 2001a. DOI: <https://doi.org/10.12989/scs.2001.1.2.171>

UY, B. Strength of short concrete filled high strength steel box columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 57, n. 2, p.113-134, 2001b. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(00\)00014-6](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(00)00014-6)

WANG, F.; YOUNG, B.; GARDNER, L. Compressive testing and numerical modelling of concrete-filled double skin CHS with austenitic stainless steel outer tubes. **Thin-Walled Structures**, v. 141, p.345-359, 2019a. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.04.003>

WANG, F.; YOUNG, B.; GARDNER, L. Experimental Study of Square and Rectangular CFST Sections with Stainless Steel Outer Tubes under Axial Compression. **Journal of Structural Engineering**, v. 145, n. 11, 2019b. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002408](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002408)

WANG, P.; WANG, X.; MA, N. Vertical shear buckling capacity of web-posts in castellated steel beams with fillet corner hexagonal web openings. **Thin-Walled Structures**, v. 75, p. 315-326, 2014. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.019>

- WANG, Y.; CHEN, P.; LIU, C.; ZHANG, Y. Size effect of circular concrete-filled steel tubular short columns subjected to axial compression. **Thin-Walled Structures**, v. 120, p. 397-407, 2017. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.09.010>
- YU, T.; TENG, J. G.; WONG, Y. L.; DONG, S. L. Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker-Prager type plasticity model. **Engineering Structures**, v. 32, n. 3, p.665-679, 2010. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.11.014>
- ZEGHICHE, J.; CHAOUI, K. An experimental behavior of concrete-filled steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 61, n. 1, p.53-66, 2005. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2004.06.006>
- ZHAO, O.; GARDNER, L.; YOUNG, B. Buckling of ferritic stainless-steel members under combined axial compression and bending. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 117, p. 35-48, 2016. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.10.003>
- ZHAO, X.-L.; HAN, L.-H.; LU, H. **Concrete-filled Tubular Members and Connections**. Londres: CRC Press, 1ª ed., 304 p., 2010. DOI: <https://doi.org/10.1201/9781482266085>
- ZHONG, Y.; ZHAO, O. Concrete-filled high strength steel tube stub columns after exposure to fire: Testing, numerical modelling and design. **Thin-Walled Structures**, v. 177, 2022. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.109428>
- ZHOU, S.; SUN, Q.; WU, X. Impact of D/t ratio on circular concrete-filled high-strength steel tubular stub columns under axial compression. **Thin-Walled Structures**, v. 132, p.461-474, 2018. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2018.08.029>
- ZHU, L.; MA, L.; BAI, Y.; LI, S. Large diameter concrete-filled high strength steel tubular stub columns under compression. **Thin-Walled Structures**, v. 108, n.6, p.12-19, 2016. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.08.004>
- ZIEMIAN, R. D. (Ed.). **Guide to stability design criteria for metal structures**. John Wiley & Sons, 2010.

APÊNDICE A

Para obter o índice de ductilidade (DI) interpolando os valores obtidos na simulação numérica a partir de curvas carga por deslocamento foi desenvolvido o código em linguagem *python* a seguir:

```
import pandas as pd
import numpy as np
from scipy.interpolate import interp1d
import os
import matplotlib.pyplot as plt
import random

def process_file(file_path):
    try:
        data = pd.read_csv(file_path, delimiter='\t')
    except Exception as e:
        print(f'Erro ao ler o arquivo {file_path}: {e}')
        return None, None, None, None

    if 'U' not in data.columns or 'P' not in data.columns:
        print(f'Colunas "U" e "P" não encontradas no arquivo {file_path}. Colunas encontradas: {data.columns}')
        return None, None, None, None

    try:
        Fmax = data['P'].max()
        index_Fmax = data['P'].idxmax()
        U_at_Fmax = data.loc[index_Fmax, 'U']

        F_85_max = 0.85 * Fmax
        data_after_peak = data[data.index > index_Fmax]

        if len(data_after_peak) > 0 and data_after_peak['P'].min() <= F_85_max:
            interp_func_desc = interp1d(data_after_peak['P'], data_after_peak['U'], fill_value="extrapolate")
            U_at_85_Fmax = interp_func_desc(F_85_max)
        else:
            U_at_85_Fmax = data_after_peak['U'].iloc[-1]
            F_85_max = data_after_peak['P'].iloc[-1]

        ductility_index = U_at_85_Fmax / U_at_Fmax

        return data, U_at_Fmax, U_at_85_Fmax, ductility_index
    except Exception as e:
        print(f'Erro ao processar o arquivo {file_path}: {e}')
        return None, None, None, None

folder_path = '.'
all_data = []
results = []
```

```

for file_name in os.listdir(folder_path):
    if file_name.endswith('.txt'):
        file_path = os.path.join(folder_path, file_name)
        data, U_Fmax, U_85, ductility_index = process_file(file_path)
        if data is not None:
            all_data.append((file_name[:-4], data, U_Fmax, U_85))
            results.append((file_name[:-4], U_Fmax, U_85, ductility_index))

plt.figure(figsize=(8, 8))

line_styles = {'L1': '-', 'L2': '--', 'L3': '-.'}
colors = {
    'D1T1': (random.random(), random.random(), random.random()),
    'D1T2': (random.random(), random.random(), random.random()),
    'D2T1': (random.random(), random.random(), random.random()),
    'D2T2': (random.random(), random.random(), random.random()),
    'D3T1': (random.random(), random.random(), random.random()),
    'D3T2': (random.random(), random.random(), random.random())
}

for file_name, data, U_Fmax, U_85 in all_data:
    material = file_name[:-2]
    test_type = file_name[-2:]

    color = colors.get(material, 'black')
    style = line_styles.get(test_type, '-')

    plt.plot(data['U'], data['P'], style, color=color, label=f'{file_name} (DI={results[all_data.index((file_name,
data, U_Fmax, U_85))][3]:.2f})')

    Fmax = data['P'].max()
    F_85_max = 0.85 * Fmax
    plt.scatter(U_85, F_85_max, color='black', zorder=5, marker='o')
    plt.scatter(U_Fmax, Fmax, color='black', zorder=5, marker='x')

    plt.scatter([], [], color='black', marker='x', label=f'$F_{max}$')
    plt.scatter([], [], color='black', marker='o', label=f'85% de $F_{max}$')

plt.xlabel('Deslocamento (mm)', fontsize=14)
plt.ylabel('Força (kN)', fontsize=14)
plt.grid(True)
plt.xlim(0, 20)

plt.legend(loc='upper left', bbox_to_anchor=(1, 1), fontsize=14)

plot_file = 'curvas_com_pontos_indicados_e_indices.png'
plt.savefig(plot_file, bbox_inches='tight', dpi=400)
plt.close()
print(f'Gráfico salvo em {plot_file}')

ductility_file = 'valores_ductilidade.txt'
try:
    with open(ductility_file, 'w') as file:
        file.write(f'Arquivo\tU(Fmax)\tU(85% Fmax ou Último)\tÍndice de Ductilidade\n')
        for file_name, U_Fmax, U_85, ductility_index in results:
            file.write(f'{file_name}\t{U_Fmax:.2f}\t{U_85:.2f}\t{ductility_index:.2f}\n')
        print(f'Valores de ductilidade salvos em {ductility_file}')
except Exception as e:
    print(f'Erro ao salvar os valores de ductilidade: {e}')

```

APÊNDICE B

Neste apêndice são apresentados os resultados das cargas obtidas numericamente e por meio de previsões normativas, segundo os procedimentos da ABNT NBR 8800:2024, NBR 16239:2013, AISC 360:2022, EN 1994-1-1:2004 e GB50936:2014.

Tabela B.1 – Resumo dos resultados numéricos e previsões normativas (UR1)

Classe	ID	Nu (kN)	EC3		NBR 8800		NBR 16239		AISC 360	
			NRk (kN)	λ_0	NRk (kN)	λ_0	NRk (kN)	λ_0	NRk (kN)	λ_0
S355	D1T1L1	434,5	221,3	0,39	287,3	0,39	304,1	0,39	287,3	0,39
	D1T1L2	397,6	149,9	0,79	236,5	0,79	268,7	0,79	236,5	0,79
	D1T1L3	306	114,1	1,05	193,5	1,05	214,1	1,05	193,5	1,05
	D1T2L1	734,4	592,0	0,38	766,4	0,38	808,6	0,38	766,4	0,38
	D1T2L2	737,4	417,3	0,74	645,5	0,74	732,5	0,74	645,5	0,74
	D1T2L3	731,4	321,0	0,99	539,5	0,99	602,6	0,99	539,5	0,99
	D2T1L1	696,1	467,0	0,19	583,7	0,19	592,8	0,19	588,3	0,19
	D2T1L2	692,6	423,8	0,38	557,6	0,38	589,4	0,38	561,7	0,38
	D2T1L3	683	402,7	0,51	531,5	0,51	580,3	0,51	535,3	0,51
	D2T2L1	1562,3	1369,6	0,19	1704,7	0,19	1730,0	0,19	1704,7	0,19
	D2T2L2	1556,4	1261,5	0,37	1632,0	0,37	1721,1	0,37	1632,0	0,37
	D2T2L3	1546,4	1168,8	0,50	1559,4	0,50	1697,3	0,50	1559,4	0,50
	D3T1L1	923,3	641,0	0,15	797,5	0,15	804,6	0,15	768,4	0,15
	D3T1L2	904,5	604,8	0,29	777,0	0,29	803,3	0,29	749,3	0,29
	D3T1L3	887,2	569,6	0,39	756,0	0,39	799,7	0,39	729,8	0,39
	D3T2L1	2082	1915,3	0,14	2377,2	0,14	2397,8	0,14	2377,2	0,14
	D3T2L2	2034,5	1832,0	0,28	2318,2	0,28	2394,1	0,28	2318,2	0,28
	D3T2L3	1991,1	1743,1	0,38	2257,9	0,38	2384,2	0,38	2257,9	0,38
S460	D1T1L1	434,5	277,7	0,44	365,46	0,44	392,1	0,44	365,5	0,44
	D1T1L2	399,7	173,0	0,89	283,90	0,89	321,1	0,89	283,9	0,89
	D1T1L3	398,6	128,4	1,19	218,91	1,19	236,2	1,19	218,9	1,19
	D1T2L1	930,4	743,8	0,43	975,77	0,43	1043,3	0,43	975,8	0,43
	D1T2L2	956,9	483,7	0,85	781,28	0,85	886,9	0,85	781,3	0,85
	D1T2L3	955,9	363,0	1,13	619,14	1,13	675,3	1,13	619,1	1,13
	D2T1L1	877,3	565,6	0,21	711,41	0,21	725,0	0,21	689,5	0,21
	D2T1L2	801,3	500,7	0,42	672,70	0,42	718,5	0,42	653,2	0,42
	D2T1L3	797,6	372,2	0,51	528,71	0,51	577,0	0,51	513,9	0,51
	D2T2L1	1995,3	1760,8	0,22	2199,06	0,22	2241,3	0,22	2199,1	0,22
	D2T2L2	1993,3	1585,4	0,43	2078,44	0,43	2220,8	0,43	2078,4	0,43
	D2T2L3	1975,2	1400,6	0,57	1959,30	0,57	2167,3	0,57	1959,3	0,57
	D3T1L1	1098,5	789,5	0,16	984,99	0,16	995,9	0,16	901,6	0,16
	D3T1L2	1081,4	731,1	0,32	953,68	0,32	993,3	0,32	875,4	0,32
	D3T1L3	1064,3	679,7	0,43	921,99	0,43	986,1	0,43	848,8	0,43
	D3T2L1	2549,9	2473,7	0,16	3072,41	0,16	3106,8	0,16	3072,4	0,16
	D3T2L2	2550,3	2328,4	0,32	2973,88	0,32	3098,4	0,32	2973,9	0,32
	D3T2L3	2469	2189,2	0,43	2874,16	0,43	3075,6	0,43	2874,2	0,43

Tabela B.2 – Resumo dos resultados numéricos e previsões normativas (UR2)

Classe	ID	Nu (kN)	EC3		NBR 8800		NBR 16239		AISC 360	
			N _{Rk} (kN)	λ_0	N _{Rk} (kN)	λ_0	N _{Rk} (kN)	λ_0	N _{Rk} (kN)	λ_0
S355	D1T1L1	434,5	245,0	0,12	304,1	0,12	306,0	0,12	304,1	0,12
	D1T1L2	399,7	237,6	0,25	298,3	0,25	305,8	0,25	298,3	0,25
	D1T1L3	398,6	228,6	0,33	292,5	0,33	305,1	0,33	292,5	0,33
	D1T2L1	735,7	651,0	0,12	808,5	0,12	813,1	0,12	808,5	0,12
	D1T2L2	736	635,5	0,23	795,4	0,23	812,6	0,23	795,4	0,23
	D1T2L3	734,3	614,8	0,31	781,9	0,31	811,3	0,31	781,9	0,31
	D2T1L1	696,1	473,2	0,06	592,0	0,06	593,0	0,06	596,7	0,06
	D2T1L2	692,7	474,7	0,12	589,3	0,12	593,0	0,12	594,0	0,12
	D2T2L1	682,9	472,2	0,16	586,5	0,16	592,9	0,16	591,1	0,16
	D2T2L2	1562,4	1380,3	0,06	1727,9	0,06	1730,5	0,06	1727,9	0,06
	D2T2L3	1556,4	1385,4	0,12	1720,4	0,12	1730,4	0,12	1720,4	0,12
	D3T1L1	1547,8	1379,3	0,16	1712,6	0,16	1730,3	0,16	1712,6	0,16
	D3T1L2	905,4	640,1	0,05	804,0	0,05	804,7	0,05	774,4	0,05
	D3T1L3	870,8	644,2	0,09	801,8	0,09	804,7	0,09	772,4	0,09
	D3T2L1	851,6	644,1	0,12	799,6	0,12	804,7	0,12	770,3	0,12
	D3T2L2	2033,5	1906,9	0,05	2395,9	0,05	2398,0	0,05	2395,9	0,05
	D3T2L3	2007,2	1919,5	0,09	2389,8	0,09	2397,9	0,09	2389,8	0,09
S460	D1T1L1	1949,5	1919,6	0,12	2383,5	0,12	2397,9	0,12	2383,5	0,12
	D1T1L2	434,5	316,9	0,14	393,37	0,14	396,5	0,14	393,4	0,14
	D1T1L3	399,7	303,4	0,28	383,65	0,28	396,0	0,28	383,7	0,28
	D1T2L1	398,6	288,9	0,38	373,90	0,38	394,4	0,38	373,9	0,38
	D1T2L2	930,4	842,7	0,13	1045,94	0,13	1053,6	0,13	1045,9	0,13
	D1T2L3	956,9	813,3	0,26	1023,97	0,26	1052,5	0,26	1024,0	0,26
	D2T1L1	955,9	779,3	0,35	1001,47	0,35	1049,5	0,35	1001,5	0,35
	D2T1L2	877,3	579,3	0,07	723,88	0,07	725,3	0,07	701,2	0,07
	D2T2L1	801,3	579,9	0,14	719,78	0,14	725,3	0,14	697,4	0,14
	D2T2L2	797,6	469,4	0,16	583,00	0,16	589,4	0,16	564,9	0,16
	D2T2L3	1995,3	1790,9	0,07	2237,98	0,07	2242,3	0,07	2238,0	0,07
	D3T1L1	1993,3	1793,1	0,13	2225,44	0,13	2242,2	0,13	2225,4	0,13
	D3T1L2	1975,2	1779,3	0,18	2212,39	0,18	2241,9	0,18	2212,4	0,18
	D3T1L3	1098,5	793,2	0,05	994,91	0,05	996,0	0,05	909,9	0,05
	D3T2L1	1081,4	797,7	0,10	991,65	0,10	996,0	0,10	907,2	0,10
	D3T2L2	1064,3	796,3	0,14	988,25	0,14	996,0	0,14	904,4	0,14
	D3T2L3	2549,9	2474,5	0,05	3103,68	0,05	3107,2	0,05	3103,7	0,05

Tabela B.3 – Resumo dos resultados numéricos e previsões normativas (UR1)

Classe	ID	Nu (kN)	EC4		NBR 8800		NBR 16239		AISC 360		GB 50936	
			NRk (kN)	λ_0	NRk (kN)	λ_0	NRk (kN)	λ_0	NRk (kN)	λ_0	NRk (kN)	λ_0
C50S355	D1T1L1	688,2	603,8	0,33	688,6	0,24	705,3	0,24	675,0	0,33	678,4	0,23
	D1T1L2	617,8	406,3	0,67	638,0	0,49	693,2	0,49	587,8	0,66	628,4	0,47
	D1T1L3	451,8	319,0	0,89	589,8	0,66	663,1	0,66	509,9	0,88	585,2	0,63
	D1T2L1	1123,1	935,8	0,36	1104,2	0,29	1142,9	0,29	1091,4	0,34	928,9	0,25
	D1T2L2	1120,5	625,6	0,70	993,9	0,58	1102,7	0,58	949,7	0,67	855,3	0,50
	D1T2L3	810,8	486,6	0,93	890,3	0,78	1011,6	0,78	821,1	0,89	788,6	0,67
	D2T1L1	2674,7	2330,1	0,19	2240,7	0,14	2258,2	0,14	2058,0	0,20	2464,7	0,14
	D2T1L2	2791,0	1813,1	0,38	2190,2	0,27	2255,5	0,27	1966,3	0,40	2373,0	0,28
	D2T2L1	3567,0	3529,0	0,19	3222,6	0,15	3253,8	0,15	3208,8	0,18	3071,6	0,15
	D2T2L2	3537,4	2596,7	0,38	3133,0	0,30	3247,4	0,30	3081,2	0,36	2953,9	0,29
	D2T2L3	3615,0	2243,0	0,50	3041,9	0,40	3230,1	0,40	2953,1	0,48	2865,6	0,39
	D3T1L1	4424,7	4070,3	0,15	3776,9	0,11	3795,1	0,11	2952,8	0,16	4300,3	0,12
	D3T1L2	4507,5	3371,8	0,30	3724,5	0,21	3793,6	0,21	2879,4	0,32	4176,4	0,23
	D3T1L3	4216,5	2970,1	0,40	3670,4	0,28	3789,3	0,28	2804,5	0,43	4087,6	0,30
	D3T2L1	5722,6	5956,6	0,15	5167,7	0,12	5197,2	0,12	5150,9	0,15	5119,0	0,12
	D3T2L2	5640,6	4701,9	0,30	5082,5	0,23	5194,1	0,23	5018,4	0,29	4968,6	0,23
	D3T2L3	5422,0	4068,6	0,39	4994,9	0,31	5185,6	0,31	4883,5	0,39	4860,5	0,31
C50S460	D1T1L1	628,5	521,2	0,55	725,91	0,47	784,9	0,47	704,0	0,54	647,95	0,57
	D1T1L2	704,9	293,4	1,09	553,84	0,93	623,8	0,93	491,5	1,07	416,09	1,12
	D1T1L3	455,7	210,0	1,45	417,29	1,24	446,9	1,24	337,5	1,43	275,47	1,49
	D1T2L1	1355,8	966,7	0,47	1273,44	0,45	1368,8	0,45	1265,3	0,47	948,93	0,52
	D1T2L2	1349,3	587,2	0,93	997,37	0,89	1129,0	0,89	972,7	0,92	655,67	1,03
	D1T2L3	1351,3	432,4	1,24	772,35	1,18	834,6	1,18	738,7	1,23	449,66	1,38
	D2T1L1	3049,3	2143,6	0,30	2337,01	0,23	2389,1	0,23	1871,8	0,30	2476,02	0,29
	D2T1L2	3053,5	1591,9	0,59	2188,35	0,46	2358,6	0,46	1713,9	0,59	2232,86	0,57
	D2T2L1	4122,7	3674,8	0,25	3684,30	0,23	3763,7	0,23	3669,7	0,25	3276,67	0,28
	D2T2L2	4117,1	2588,5	0,50	3457,76	0,45	3719,1	0,45	3404,6	0,49	2977,18	0,55
	D2T2L3	4112,5	2140,1	0,67	3235,61	0,60	3604,6	0,60	3147,7	0,65	2695,03	0,73
	D3T1L1	4755,5	3898,9	0,23	3935,23	0,18	3985,8	0,18	3057,4	0,24	4335,23	0,22
	D3T1L2	4610,1	2907,5	0,46	3790,42	0,35	3971,1	0,35	2898,3	0,47	4060,72	0,43
	D3T1L3	4763,1	2605,1	0,62	3644,59	0,46	3931,3	0,46	2740,6	0,63	3827,09	0,57
	D3T2L1	6309,1	6307,6	0,20	5832,51	0,17	5905,6	0,17	5812,6	0,20	5462,24	0,21
	D3T2L2	6218	4613,3	0,39	5623,02	0,34	5885,0	0,34	5548,5	0,39	5131,82	0,42
	D3T2L3	6176,8	3979,7	0,52	5411,87	0,46	5829,2	0,46	5285,0	0,52	4854,24	0,55

Tabela B.4 – Resumo dos resultados numéricos e previsões normativas (UR2)

Classe	ID	Nu (kN)	EC4		NBR 8800		NBR 16239		AISC 360		GB 50936	
			N _{Rk} (kN)	λ_0	N _{Rk} (kN)	λ_0	N _{Rk} (kN)	λ_0	N _{Rk} (kN)	λ_0	N _{Rk} (kN)	λ_0
C50S355	D1T1L1	576,7	884,0	0,08	704,9	0,05	705,8	0,05	704,1	0,08	710,9	0,05
	D1T1L2	597,6	785,6	0,16	702,2	0,11	705,8	0,11	698,7	0,16	701,7	0,10
	D1T1L3	695,1	724,4	0,21	699,4	0,15	705,8	0,15	693,2	0,21	695,7	0,14
	D1T2L1	1123,3	1523,9	0,09	1142,7	0,07	1145,1	0,07	1141,6	0,09	977,8	0,06
	D1T2L2	1122,2	1283,9	0,18	1135,7	0,14	1145,0	0,14	1131,4	0,17	964,7	0,11
	D1T2L3	1066,3	1143,8	0,24	1128,5	0,19	1144,8	0,19	1120,9	0,23	955,7	0,15
	D2T1L1	2669,3	2815,2	0,04	2257,8	0,03	2258,4	0,03	2089,4	0,04	2538,7	0,05
	D2T1L2	2811,5	2705,5	0,07	2256,0	0,05	2258,4	0,05	2085,7	0,08	2522,9	0,03
	D2T2L1	3606,7	4548,8	0,04	3252,9	0,03	3254,1	0,03	3252,0	0,04	3166,2	0,03
	D2T2L2	3537,8	4259,8	0,08	3249,2	0,06	3254,1	0,06	3245,9	0,08	3145,8	0,05
	D2T2L3	3589,3	4067,4	0,11	3245,4	0,08	3254,1	0,08	3239,6	0,10	3132,2	0,07
	D3T1L1	4428,4	4649,7	0,03	3794,7	0,02	3795,2	0,02	2977,7	0,03	4404,4	0,02
	D3T1L2	4342,9	4534,6	0,05	3793,1	0,04	3795,2	0,04	2975,2	0,06	4383,9	0,04
	D3T1L3	4456,2	4453,2	0,07	3791,4	0,05	3795,2	0,05	2972,5	0,08	4370,2	0,05
	D3T2L1	5597,9	7153,6	0,03	5196,4	0,02	5197,4	0,02	5195,5	0,03	5244,9	0,02
	D3T2L2	5515,5	6855,3	0,06	5193,4	0,04	5197,4	0,04	5190,0	0,06	5219,9	0,04
	D3T2L3	5224,2	6652,9	0,08	5190,4	0,06	5197,4	0,06	5184,2	0,08	5203,1	0,05
C50S460	D1T1L1	628,5	1012,5	0,08	795,87	0,06	797,0	0,06	794,8	0,08	763,2	0,06
	D1T1L2	732,9	884,8	0,17	792,36	0,12	797,0	0,12	787,9	0,17	752,4	0,11
	D1T1L3	733,1	807,5	0,22	788,76	0,16	796,9	0,16	780,9	0,22	745,3	0,15
	D1T2L1	1355,8	1837,9	0,10	1382,06	0,08	1385,6	0,08	1380,4	0,09	1094,0	0,06
	D1T2L2	1356,2	1511,2	0,20	1371,92	0,15	1385,4	0,15	1365,6	0,19	1078,0	0,12
	D1T2L3	1329,7	1327,5	0,26	1361,39	0,21	1385,1	0,21	1350,3	0,25	1067,0	0,16
	D2T1L1	3044,1	3073,0	0,04	2389,98	0,03	2390,7	0,03	1928,6	0,04	2651,1	0,03
	D2T1L2	3027,6	2933,6	0,08	2388,00	0,05	2390,7	0,05	1925,4	0,08	2633,1	0,06
	D2T2L1	4143,2	5377,3	0,04	3764,26	0,03	3765,9	0,03	3763,1	0,04	3495,3	0,03
	D2T2L2	4116,9	4986,0	0,09	3759,40	0,06	3765,9	0,06	3755,0	0,08	3470,8	0,06
	D2T2L3	4103,6	4728,2	0,12	3754,32	0,09	3765,9	0,09	3746,5	0,11	3454,3	0,08
	D3T1L1	4920,7	5018,8	0,03	3985,92	0,02	3986,5	0,02	3113,4	0,03	4558,3	0,02
	D3T1L2	4896,6	4874,3	0,06	3984,17	0,04	3986,5	0,04	3110,7	0,06	4535,1	0,04
	D3T1L3	4592,8	4773,3	0,08	3982,35	0,05	3986,5	0,05	3107,8	0,08	4519,6	0,06
	D3T2L1	6493,8	8342,6	0,03	5905,34	0,02	5906,7	0,02	5904,2	0,03	5731,8	0,02
	D3T2L2	6368,9	7942,5	0,06	5901,54	0,05	5906,7	0,05	5897,1	0,06	5702,0	0,04
	D3T2L3	6335	7673,2	0,08	5897,57	0,06	5906,6	0,06	5889,6	0,08	5681,9	0,06