

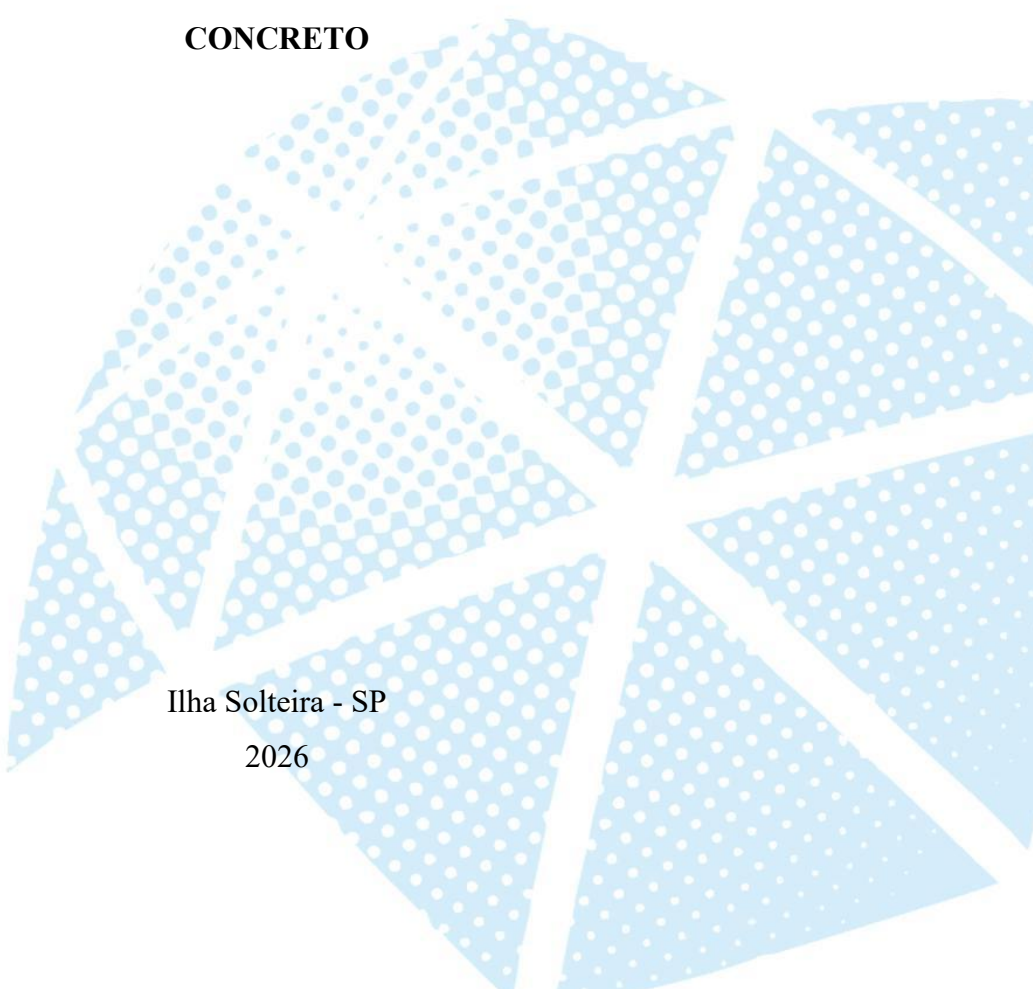
**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

ANA PAULA BERNARDINO

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DO MICROCONFINAMENTO DO CONCRETO NA
REGIÃO DE INTRODUÇÃO DE CARGA DE LIGAÇÕES SIMPLES ENTRE VIGAS
METÁLICAS E PILARES TUBULARES DE AÇO PREENCHIDOS COM
CONCRETO**

Ilha Solteira - SP

2026



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANA PAULA BERNARDINO

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DO MICROCONFINAMENTO DO CONCRETO NA
REGIÃO DE INTRODUÇÃO DE CARGA DE LIGAÇÕES SIMPLES ENTRE VIGAS
METÁLICAS E PILARES TUBULARES DE AÇO PREENCHIDOS COM
CONCRETO**

Dissertação apresentada à Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Ilha Solteira – São Paulo, para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Engenharia de Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Emerson Alexandro Bolandim

Coorientador: Prof. Dr. Renato Silva Nicoletti

Ilha Solteira - SP

2026

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvida pela Diretoria Técnica de Biblioteca e Documentação

- B523a Bernardino, Ana Paula.
- Avaliação do efeito do microconfinamento do concreto na região de introdução de carga de ligações simples entre vigas metálicas e pilares tubulares de aço preenchidos com concreto / Ana Paula Bernardino. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2026
181 f. : il.
- Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Engenharia de Construção Civil, 2026
- Orientador: Emerson Alexandro Bolandim
Coorientador: Renato Silva Nicoletti
Inclui bibliografia
1. CFST. 2. Ligações simples. 3. Pinçamento. 4. Introdução de carga. 5. Confinamento. 6. Análises numéricas.

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO: **AVALIAÇÃO DO EFEITO DO MICROCONFINAMENTO DO CONCRETO NA REGIÃO DE INTRODUÇÃO DE CARGA DE LIGAÇÕES SIMPLES ENTRE VIGAS METÁLICAS E PILARES TUBULARES DE AÇO PREENCHIDOS COM CONCRETO**

AUTORA: ANA PAULA BERNARDINO

ORIENTADOR: EMERSON ALEXANDRO BOLANDIM

COORIENTADOR: RENATO SILVA NICOLETTI

Aprovada como parte das exigências para obtenção do Título de Mestra em Engenharia Civil, área: Engenharia de Construção Civil pela Comissão Examinadora:

Documento assinado digitalmente
 **EMERSON ALEXANDRO BOLANDIM**
Data: 15/07/2026 18:10:52-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. EMERSON ALEXANDRO BOLANDIM (Participação Virtual)

Departamento de Engenharia Civil / UNESP / Câmpus de Ilha Solteira - FEIS

Documento assinado digitalmente
 **MAXIMILIANO MALITE**
Data: 15/07/2026 23:13:44-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. MAXIMILIANO MALITE (Participação Virtual)

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS DA ESCOLA DE ENGENHARIA SÃO CARLOS - EESC- USP DE SÃO CARLOS - SP

Documento assinado digitalmente
 **SAULO JOSE DE CASTRO ALMEIDA**
Data: 15/07/2026 18:38:13-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. SAULO JOSÉ DE CASTRO ALMEIDA (Participação Virtual)

Departamento de Estruturas / Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP

Documento assinado digitalmente
 **LUCAS RIBEIRO DOS SANTOS**
Data: 15/07/2026 18:22:48-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. LUCAS RIBEIRO DOS SANTOS (Participação Virtual)

Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG

Ilha Solteira, 15 de julho de 2026.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me permitir estar aqui, por me conduzir e por me abençoar durante toda a minha trajetória.

Aos meus pais Valdira e José Sérgio, por serem colo, amor, carinho, e por nunca me desampararem.

Às minhas irmãs, Andra, Ellen e Maju e ao meu sobrinho, Levi, pela união, pelo amor, pelo companheirismo e pela torcida de sempre.

À minha Dinda, por ter acreditado em mim sempre e por ter sido uma das minhas grandes apoiadoras das minhas ideias.

À Amanda, minha namorada, pelo amor, suporte, companheirismo que me ajudaram a chegar até aqui.

À rep Label, pelo companheirismo, pela amizade, pelo acolhimento e por proporcionar a maior parte dos meus melhores momentos em Ilha Solteira.

Ao meu orientador, Emerson Aleandro Bolandim, pelos ensinamentos, por todo o suporte nesta pesquisa e por ter confiado no meu trabalho.

Ao meu coorientador Renato Silva Nicoletti, por toda a ajuda e conhecimento transmitido.

Aos meus amigos do grupo GMeCA, pela união e ajuda em diversos dos processos realizados para finalizar este trabalho.

À Unesp, pelo suporte, pela estrutura e pelo ensino oferecidos durante toda minha trajetória na FEIS.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

RESUMO

As regiões de introdução de carga em pilares tubulares de aço preenchidos com concreto (CFST-*Cncrete Filled Steel Tubes*) apresentam um estado de tensões complexo, influenciado pelo efeito de pinçamento (*pinching effect*), fenômeno ainda pouco explorado em ligações simples. Nesse contexto, o objetivo desta pesquisa foi avaliar o comportamento da ligação simples entre pilares CFST de seção circular e vigas de aço em perfil I, por meio de modelagem numérica via Método dos Elementos Finitos (MEF) no *software* Abaqus®. A metodologia estruturou-se nas seguintes etapas: revisão sistemática da literatura, estudo do confinamento do concreto, análise da interface aço-concreto, calibração do modelo e análise paramétrica de 72 modelos, variando a geometria da chapa, o diâmetro e o comprimento do tubo, além das combinações de carregamento e das condições de contorno. Desse modo, duas foram as condições de contorno avaliadas na extremidade superior do modelo, uma com apenas a translação longitudinal livre, visando simular um pilar de continuidade entre pavimentos e outra totalmente livre simulando um pilar de topo. O estudo preliminar do confinamento fundamentou a definição das estratégias de modelagem da ligação, sobretudo quanto à escolha dos modelos constitutivos dos materiais e à discretização da malha. Na análise paramétrica, constatou-se que a capacidade de transferência de carga foi diretamente proporcional ao comprimento da chapa e ao diâmetro do tubo. A falha dos modelos foi governada estritamente pela plastificação das chapas, de modo que a carga última se mostrou independente do comprimento do pilar e de suas restrições de extremidade. A distribuição de deformações evidenciou a mecânica de transferência por cisalhamento interfacial, observou-se a incompatibilidade de deformações entre os materiais na região imediatamente acima da ligação, seguida por sua progressiva convergência a partir da metade inferior da chapa até a base do pilar. A restrição na extremidade superior minimizou a perturbação das deformações na região do comprimento do pilar superior à ligação. em contrapartida, os modelos de extremidade livre apresentaram um aumento dessa incompatibilidade, especialmente os modelos de menor comprimento quando submetidos aos níveis mais elevados de carregamento. Sob condições de serviço, as chapas de seis furos (maior comprimento) suportaram todas as solicitações analisadas, ao passo que a configuração de três furos (menor comprimento) se mostrou insuficiente para os pilares de menor diâmetro.

Palavras-chave: CFST; ligações simples; pinçamento; introdução de carga; confinamento; análises numéricas.

ABSTRACT

The load introduction regions in concrete-filled steel tubular (CFST) columns exhibit a complex stress state influenced by the pinching effect, a phenomenon that remains underexplored in simple connections. In this context, this research aimed to evaluate the behavior of the simple connection between circular CFST columns and I-section steel beams through numerical modeling using the Finite Element Method (FEM) in Abaqus® software. The methodology was structured into the following stages: systematic literature review, concrete confinement study, steel-concrete interface analysis, model calibration, and a parametric study of 72 models, varying plate geometry, tube diameter and length, as well as loading combinations and boundary conditions. Two boundary conditions were evaluated at the upper end of the model: one with only free longitudinal translation, to simulate a continuous column between floors, and another completely free, to simulate a top-story column. The preliminary confinement study underpinned the definition of connection modeling strategies, particularly regarding the selection of material constitutive models and mesh discretization. In the parametric analysis, it was found that the load transfer capacity was directly proportional to the plate length and tube diameter. Model failure was strictly governed by plate yielding, such that the ultimate load proved independent of column length and its end constraints. Strain distribution evidenced the mechanics of interfacial shear transfer: strain incompatibility between materials was observed in the region immediately above the connection, followed by progressive convergence from the lower half of the plate to the column base. The constraint at the upper end minimized strain disturbance in the column length above the connection; conversely, free-end models showed an increase in this incompatibility, especially in shorter models when subjected to higher loading levels. Under service conditions, six-hole plates (greater length) supported all analyzed loads, whereas the three-hole configuration (shorter length) proved insufficient for columns with smaller diameters.

Keywords: CFST; simple connections; pinching effect; load introduction; confinement; numerical analyses.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Tipos de seções transversais de pilares mistos	7
Figura 1.2: Ilustração do efeito de confinamento no concreto	8
Figura 1.3: Ilustração de ligação simples entre pilar tubular circular de aço preenchido com concreto e viga em perfil “I”. a) Vista frontal e b) Vista superior	9
Figura 1.4: Ligação simples, com chapas diafragma externas, parafusada na viga e soldada no pilar CFST de seção circular em edifício de múltiplos pavimentos	9
Figura 1.5: Comprimento de introdução de carga definido pela NBR 8800 (ABNT, 2024) ..	10
Figura 1.6: Pinçamento e efeito de contração devido à rotação da ligação	11
Figura 1.7: Fluxograma das etapas da metodologia de pesquisa	13
Figura 2.1: Classificação das ligações segundo a rigidez pela norma europeia.....	18
Figura 2.2: Classificação das ligações pela norma americana	20
Figura 2.3: Ligação por chapa simples entre pilar CFST de seção circular e duas vigas de aço em perfil "I" adjacentes	22
Figura 2.4: Ilustração de uma ligação por chapa passante	23
Figura 2.5: Ilustração dos tipos de ligação por diafragmas: a) externos; b) internos; e c) passantes.	24
Figura 2.6: Ligação por viga passante, executada por abertura retangular	25
Figura 3.1: Fluxograma do protocolo de busca.....	28
Figura 3.2: Gráfico da produção anual e acumulada de artigos a respeito de ligações entre pilares CFST e vigas de aço	29
Figura 3.3: Distribuição dos países correspondentes aos autores das publicações a respeito de ligações entre pilares CFST e vigas metálicas.....	30
Figura 3.4: Nuvem de palavras mais frequentes encontradas nos artigos.....	31
Figura 3.5: Tipos de configurações de ligações por cisalhamento.....	33
Figura 3.6: Região de introdução de carga.....	34
Figura 3.7: Condições de contorno dos ensaios: a) apoiado pela base e b) apoiado pela ligação	35
Figura 3.8: Exemplos de diferentes configurações de ligações para pilares elípticos	36
Figura 3.9: Detalhamento da ligação por diafragmas internos a) na região superior da ligação e b) na região inferior da ligação	38
Figura 3.10: Efeitos de pinçamento e contração do tubo decorrentes da rotação da ligação ..	39
Figura 3.11: Ligação do tipo BBC	40

Figura 3.12: Arranjo experimental dos ensaios aplicados aos pilares CFST com cantoneiras de aço embutidas no núcleo de concreto.	43
Figura 3.13: Ligação do tipo (TSOBC) entre pilar CFST de seção quadrada e viga em perfil “H”	45
Figura 3.14: Ligação por parafusos cegos modificados entre pilar CFST circular e viga em perfil “I”	47
Figura 4.1: Equipamento de ensaio de compressão triaxial	55
Figura 4.2: Organograma da interação entre as variáveis paramétricas do estudo do confinamento passivo	59
Figura 4.3: Condições de contorno do modelo numérico de confinamento ativo.....	63
Figura 4.4: Comparação entre os resultados experimentais, numéricos e analíticos das curvas tensão vs. deformação axial do ensaio de Chen <i>et al.</i> (2017) para diferentes níveis de confinamento: a) 0 MPa, b) 5 MPa, c) 10MPa e d) 20 MPa	65
Figura 4.5: Comparação entre os resultados experimentais, numéricos e analíticos das curvas tensão vs. deformação axial do ensaio de Sfer <i>et al.</i> (2017) para diferentes níveis de confinamento: a) 1,5 MPa, b) 4,5 MPa, c) 9MPa, d) 30 MPa e e) 60 MPa.....	66
Figura 4.6: Modelo numérico: (a) Configuração geométrica de um modelo com armaduras (S100), e (b) as respectivas configurações de contorno e carregamento.....	71
Figura 4.7: Representação do comportamento tensão vs. deformação à compressão do concreto	75
Figura 4.8: Comparação das curvas experimentais e numéricas: a) modelo 88.9-300-C4; b) modelo 6D/t88-1; c) modelo 6D/t88-2	78
Figura 4.9: Resultados da análise numérica para o modelo 88.9-300-C4: a) tensões de von Mises no tubo de aço; b) tensões mínimas principais no núcleo de concreto	78
Figura 4.10: Comparação do refinamento da malha para o modelo D300: a) espessura t_1 e $L/D = 3$; b) espessura t_1 e $L/D = 5$; c) espessura t_2 e $L/D = 3$; d) espessura t_2 e $L/D = 5$; e) espessura t_3 e $L/D = 3$; e f) espessura t_3 e $L/D = 5$	80
Figura 4.11: Comparação do refinamento da malha para o modelo D600: a) espessura t_1 e $L/D = 3$; b) espessura t_1 e $L/D = 5$; c) espessura t_2 e $L/D = 3$; d) espessura t_2 e $L/D = 5$; e) espessura t_3 e $L/D = 3$; e f) espessura t_3 e $L/D = 5$	80

Figura 4.12: Comparação do refinamento da malha para o modelo D900: a) espessura t_1 e $L/D = 3$; b) espessura t_1 e $L/D = 5$; c) espessura t_2 e $L/D = 3$; d) espessura t_2 e $L/D = 5$; e) espessura t_3 e $L/D = 3$; e f) espessura t_3 e $L/D = 5$	81
Figura 4.13: Comparação das cargas últimas numéricas e analíticas para os modelos D300: todas as disposições de armaduras com $L/D=3$	82
Figura 4.14: Comparação das cargas últimas numéricas e analíticas para os modelos D300: todas as disposições de armaduras com $L/D=5$	82
Figura 4.15: Influência das armaduras transversais na previsão da capacidade resistente de pilares CFST pelo EN 1994-1-1:2026: comparação entre a abordagem convencional e o modelo proposto	85
Figura 5.1: Configuração típica de um ensaio do tipo <i>push-out</i>	90
Figura 5.2: Resposta mecânica da interface - curva tensão de cisalhamento vs. deslizamento	90
Figura 5.3: Diferentes tipos de curva tensão de cisalhamento vs. deslizamento.....	92
Figura 5.4: Exemplo de lei curva tração vs. separação	95
Figura 5.5: Descrição do sistema coordenado local da interface - direções normais e tangenciais	96
Figura 6.1: Configuração experimental do ensaio realizado por Shakir-Khalil (1992).....	101
Figura 6.2: Detalhamento das chapas de ligação	102
Figura 6.3: Relação entre a carga última e o número de elementos finitos na análise de sensibilidade	103
Figura 6.4: Discretização final adotada para o modelo numérico da ligação	104
Figura 6.5: Condições de contorno aplicadas ao modelo numérico da ligação	106
Figura 6.6: Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das deformações axiais (ϵ) ao longo do pilar para diferentes níveis de solicitação: a) 50%, b) 75% e c) 90% de P_u .	107
Figura 6.7: Comparação das curvas de carregamento vs. deformação axial numéricas e experimentais para os níveis a)1 e b)6.....	108
Figura 6.8: Distribuição dos parâmetros de dano do concreto no modelo numérico da ligação: a) compressão e b) tração	109
Figura 6.9: Distribuição de deformações plásticas equivalentes (PEEQ): a) nas chapas de ligação e no tubo de aço e b) apenas no tubo de aço	110
Figura 6.10: Edifício de múltiplos pavimentos em etapa de montagem	112

Figura 6.11: Organograma referente às variáveis da análise paramétrica do modelo da ligação	113
Figura 6.12: Esquema representativo das áreas de influência das vigas sobre um pilar central: a) modulação 8 m × 10 m e b) modulação 8 m × 8 m	114
Figura 6.13: Exemplo da discretização final dos modelos do estudo paramétrico	116
Figura 6.14: Condições de contorno e carregamento aplicadas aos modelos com extremidade livre	117
Figura 6.15: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade cR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto	119
Figura 6.16: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade cR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto	121
Figura 6.17: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade sR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto	123
Figura 6.18: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade sR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto	124
Figura 6.19: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade cR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto	125
Figura 6.20: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade cR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto	126
Figura 6.21: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade sR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto	127
Figura 6.22: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade sR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto	128
Figura 6.23: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade cR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto	129

Figura 6.24: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade cR, chapa de 6 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto.....	130
Figura 6.25: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade sR, chapa de 3 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto.....	131
Figura 6.26: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade sR, chapa de 6 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto.....	132
Figura 6.27: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar sob carregamento de serviço — modelo D900, chapa de 6 furos, Combinação 1, $L/D = 3$: a) tubo; b) núcleo; $L/D = 5$: c) tubo, d) núcleo.....	135
Figura 6.28: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar sob carregamento de serviço — modelo D300, chapa de 3 furos, Combinação 1, $L/D = 3$: a) tubo; b) núcleo; $L/D = 5$: c) tubo, d) núcleo.....	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Características fixas dos modelos de confinamento passivo	58
Tabela 4.2: Propriedades mecânicas dos materiais utilizadas nos modelos de confinamento passivo	59
Tabela 4.3: Características dos ensaios experimentais de referência	61
Tabela 4.4: Parâmetros do CDP utilizados nos modelos de confinamento ativo	64
Tabela 4.5: Comparação das tensões máximas entre os resultados experimentais, numéricos e analíticos com relação ao ensaio de Chen <i>et al.</i> (2017).....	66
Tabela 4.6: Comparação das tensões máximas entre os resultados experimentais, numéricos e analíticos com relação ao ensaio de Sfer <i>et al.</i> (2002)	67
Tabela 4.7: Características dos ensaios de referência para validação do modelo numérico de confinamento passivo	77
Tabela 4.8: Comparação das cargas últimas dos modelos experimentais e numéricos.....	77
Tabela 4.9: Síntese das cargas últimas numéricas e experimentais, bem como as razões correspondentes para todos os modelos do estudo do confinamento passivo	83
Tabela 4.10: Razão média entre as cargas últimas numéricas e analíticas por parâmetro de análise	86
Tabela 6.1: Características geométricas do protótipo A6.....	100
Tabela 6.2: Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na confecção do protótipo A6	101
Tabela 6.3: Dimensões adotadas para o detalhamento das chapas de ligação	102
Tabela 6.4: Características do estudo de sensibilidade de malha para o modelo da ligação.	103
Tabela 6.5: Parâmetros adotados para a representação numérica da coesividade na interface	105
Tabela 6.6 Cargas últimas transmitidas por chapa de ligação nos modelos submetidos à falha	118
Tabela 6.7: Verificação da capacidade de transferência das ligações sob as cargas usuais (grau de utilização idêntico para $L/D = 3$ e 5 e para as extremidades restrita e livre).....	133

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1: Modelos de ligações de acordo com a norma europeia	19
Quadro 3.1: Revistas referentes à publicação de artigos a respeito de ligações entre pilares CFST e vigas metálicas	30
Quadro 3.2: 10 artigos mais citados dentre os selecionados pelo protocolo de busca.....	31
Quadro 3.3: Classificação dos artigos incluídos na análise bibliográfica.....	32
Quadro 3.4: Síntese de informações dos estudos experimentais a respeito de ligações soldadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	38
Quadro 3.5: Síntese de informações dos estudos com abordagem numérica a respeito de ligações soldadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	44
Quadro 3.6: Síntese de informações dos estudos experimentais a respeito de ligações parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	46
Quadro 3.7: Síntese de informações dos estudos com abordagem numérica a respeito de ligações parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	48
Quadro 3.8: Síntese de informações dos estudos analíticos ou teóricos a respeito de ligações soldadas ou parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	49
Quadro 3.9 : Lacunas identificadas e as referências	52
Quadro 5.1: Diferentes modelos de previsão da resistência da interface de pilares CFST.....	93

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	7
1.1	OBJETIVOS	12
1.1.1	Objetivo Geral.....	12
1.1.2	Objetivos Específicos	12
1.2	JUSTIFICATIVA.....	12
1.3	RESUMO DA METODOLOGIA.....	13
1.4	DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS	14
2	LIGAÇÕES.....	16
2.1	CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES.....	16
2.1.1	Classificação de acordo com o EN 1993-1-8:2005.....	16
2.1.2	Classificação de acordo com o AISC 360-22.....	19
2.2	LIGAÇÕES MAIS USUAIS ENTRE PILARES CFST DE SEÇÃO CIRCULAR E VIGAS DE AÇO EM PERFIL “I”	21
2.2.1	Ligação por chapa simples (<i>single-plate</i>)	22
2.2.2	Ligação por chapa passante (<i>through plate</i>)	22
2.2.3	Ligação por diafragmas.....	23
2.2.4	Ligação por viga passante (<i>through beam</i>)	24
3	REVISÃO SISTEMÁTICA DA LITERATURA (RSL).....	26
3.1	PROTOCOLO DE BUSCA	26
3.2	ANÁLISE BIBLIOMÉTRICA	28
3.3	ANÁLISE BIBLIOGRÁFICA.....	32
3.3.1	Estudos experimentais a respeito de ligações soldadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto.....	33
3.3.2	Estudos que apresentam abordagem numérica a respeito de ligações soldadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	39
3.3.3	Estudos experimentais a respeito de ligações parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto.....	44
3.3.4	Estudos que apresentam abordagem numérica a respeito de ligações parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	47
3.3.5	Estudos analíticos ou teóricos a respeito de ligações soldadas ou parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	49
3.3.6	Lacunas identificadas	50

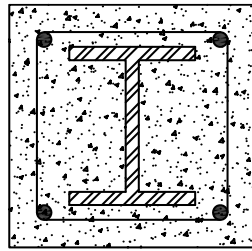
3.3.7	Discussão e análise crítica.....	52
4	ESTUDO DO CONFINAMENTO DO CONCRETO	55
4.1	METODOLOGIA PARA ESTUDO DO CONFINAMENTO DO CONCRETO.....	57
4.2	CONFINAMENTO ATIVO	60
4.2.1	Ensaaios experimentais de referência	60
4.2.2	Modelo analítico de referência.....	61
4.2.3	Modelos numéricos	62
4.2.4	Resultados.....	64
4.3	CONFINAMENTO PASSIVO	68
4.3.1	Modelos analíticos de referência.....	68
4.3.1.1	Previsão da capacidade resistente plástica de CFSTs segundo o EN 1994-1-1:2026	68
4.3.1.2	Previsão do aumento da resistência do concreto pelo confinamento das armaduras	70
4.3.2	Modelos numéricos	71
4.3.2.1	Características Gerais	71
4.3.2.2	Interações e contato	72
4.3.2.3	Modelo constitutivo do aço	72
4.3.2.4	Modelo constitutivo do concreto	72
4.3.2.5	Calibração e validação do modelo numérico.....	76
4.3.3	Resultados.....	81
4.4	ANÁLISE CRÍTICA.....	87
5	INTERFACE AÇO-CONCRETO	89
5.1	COMPORTAMENTO DA INTERFACE.....	89
5.2	ESTRATÉGIAS DE MODELAGEM NUMÉRICA	94
5.2.1	Lei tração vs. separação.....	95
5.2.2	Rigidez inicial	96
5.2.3	Modelagem do dano.....	97
6	ESTUDO NUMÉRICO DA LIGAÇÃO.....	100
6.1	CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	100
6.1.1	Ensaio experimental de Shakir-Khalil (1992)	100
6.1.2	Modelo numérico	101

6.1.3	Resultados.....	106
6.2	ANÁLISE PARAMÉTRICA	110
6.2.1	Definição das combinações de carregamento	113
6.2.2	Modelo numérico	115
6.3	RESULTADOS.....	117
6.3.1	Modelos submetidos à situação última.....	117
6.3.1.1	Diâmetro D300	119
6.3.1.2	Diâmetro D600	124
6.3.1.3	Diâmetro D900	128
6.3.2	Modelos submetidos a carregamentos usuais.....	133
7	CONCLUSÕES.....	137
7.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	139
	REFERÊNCIAS	140
	APÊNDICE A – resultados complementares do estudo paramétrico da ligação: Distribuição das deformações dos modelos submetidos às cargas usuais	148

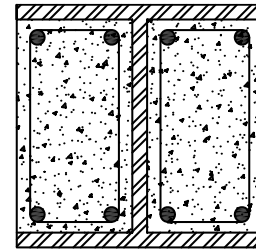
1 INTRODUÇÃO

Os pilares mistos de aço e concreto são elementos estruturais nos quais os perfis de aço são associados ao concreto e atuam em conjunto para resistir aos esforços de compressão, flexão ou à combinação entre eles. A maneira de associação dos perfis de aço com o concreto atribui três diferentes classificações às seções transversais dos pilares mistos: totalmente revestidas, parcialmente revestidas e preenchidas (Figura 1.1).

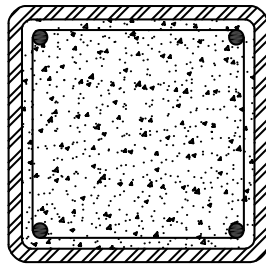
Figura 1.1: Tipos de seções transversais de pilares mistos



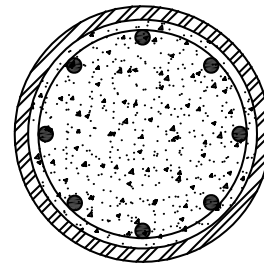
Seção totalmente revestida



Seção parcialmente revestida



Seção quadrada preenchida



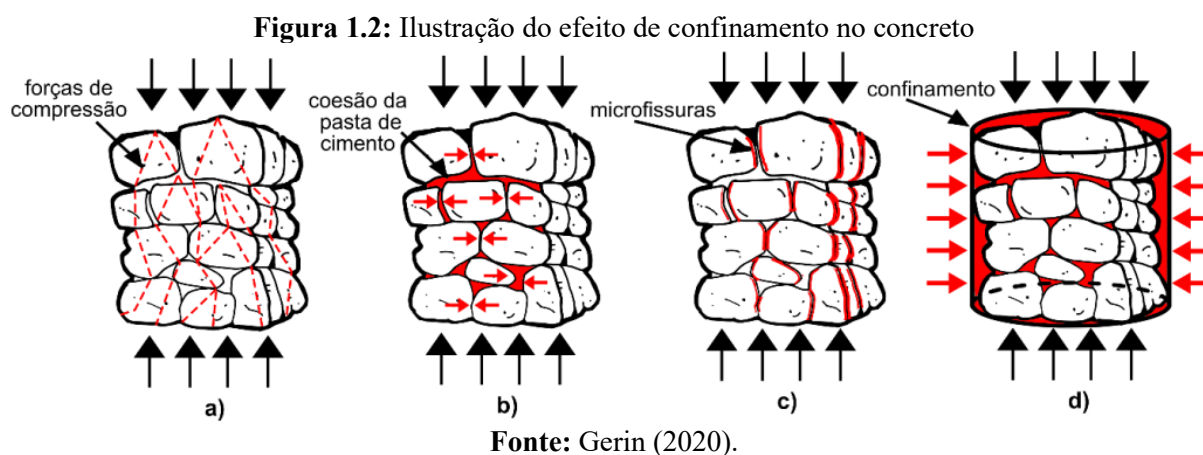
Seção circular preenchida

Fonte: Adaptado de NBR 8800 (ABNT, 2024).

Dentre essas configurações, as seções preenchidas destacam-se por oferecerem diferentes vantagens. Estruturalmente, apresentam maior capacidade resistente, rigidez e ductilidade em comparação às outras seções mistas de dimensões externas equivalentes. Construtivamente, garantem maior agilidade e velocidade, pois os perfis tubulares atuam como forma para o preenchimento de concreto (Debnath *et al.*, 2023). Adicionalmente, o tubo de aço promove confinamento ao núcleo de concreto, que potencializa sua resistência e, consequentemente a capacidade do pilar (Radovanić; Nikolić, 2024).

O efeito do confinamento no comportamento do concreto pode ser compreendido pela análise do seu mecanismo de falha por fissuração. Quando submetido à compressão axial, as forças se espalham entre os agregados e a pasta de cimento resultando em uma tendência de expansão lateral (Figura 1.2a). No concreto não confinado, essa expansão é restringida apenas

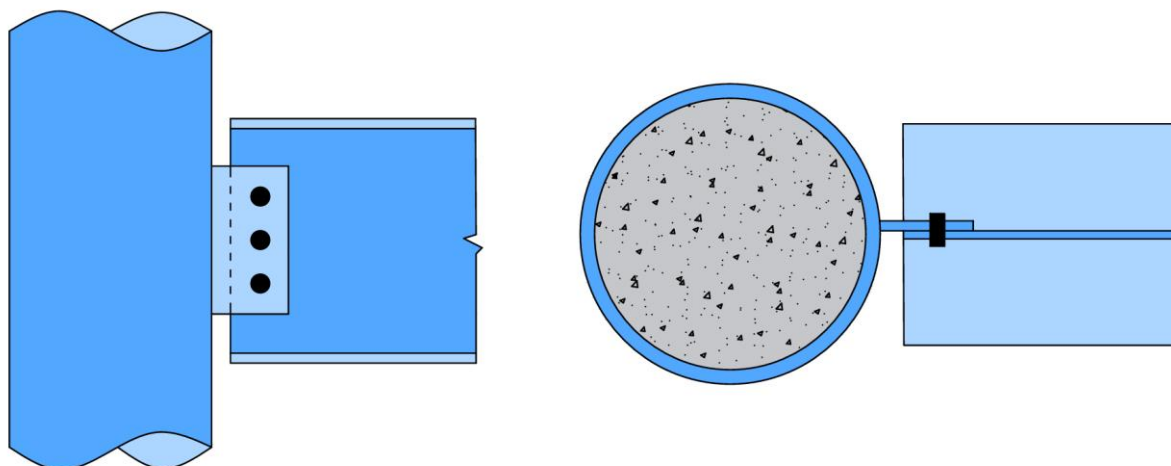
pela coesão fornecida pela pasta de cimento, conforme Figura 1.2b (Carrazedo, 2002). Com o aumento do carregamento, a coesão é superada e as microfissuras se formam (Figura 1.2c) e se propagam até levar o material à falha. Nesse cenário, o confinamento atua como um reforço para a coesão (Figura 1.2d), auxiliando na restrição à expansão lateral do concreto e, consequentemente, aumentando sua resistência à compressão (Gerin, 2020). Devido à uniformidade da seção transversal, esse efeito é mais pronunciado em pilares circulares, o que os tornam ainda mais eficazes (Abdullah; Leung; Chan, 2025)



Diante dessas vantagens, o emprego de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto (CFST - *Concrete Filled Steel Tube*) de seção circular tem crescido em edifícios de múltiplos pavimentos, devido ao aumento da altura das edificações, tendo por consequência o aumento dos níveis das ações. Para as situações em que esses pilares não participam do sistema estabilizante principal da estrutura, ou seja, atuam como elementos contraventados, é comum a utilização de ligações simples ao cisalhamento entre esses elementos e as vigas de aço secundárias, geralmente em perfil “I”. Uma das maneiras usuais de executar esse tipo de ligação é por meio de chapas de aço soldadas à parede do tubo e parafusadas à alma da viga, proporcionando maior facilidade de execução e menor custo em comparação a outras soluções. Essa configuração transmite apenas os esforços cortantes decorrentes das reações verticais das vigas para o pilar.

As Figuras 1.3 e 1.4 apresentam, respectivamente, uma ilustração esquemática e um caso aplicado da ligação simples, destaca-se que a Figura 1.4 apresenta uma variação da solução tradicional, incorporando chapas diafragma externas.

Figura 1.3: Ilustração de ligação simples entre pilar tubular circular de aço preenchido com concreto e viga em perfil “I”. a) Vista frontal e b) Vista superior



Fonte: Adaptado de Freitas (2009).

Figura 1.4: Ligação simples, com chapas diafragma externas, parafusada na viga e soldada no pilar CFST de seção circular em edifício de múltiplos pavimentos

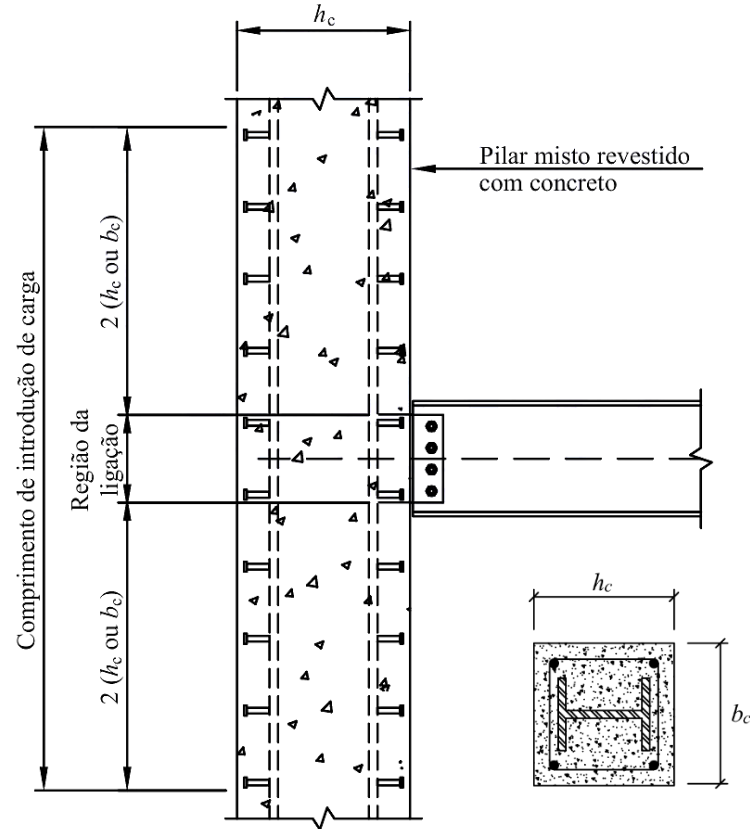


Fonte: Acervo técnico da CODEME Engenharia S.A. (2017).

As regiões dos pilares onde ocorrem as variações localizadas dos esforços decorrentes das ligações são denominadas regiões de introdução de carga. Essas áreas são delimitadas por um comprimento no qual se considera que ocorre a incompatibilidade de deformações entre os materiais, indicando a incidência do escorregamento relativo na interface entre o perfil de aço e o concreto, o qual não deve ser significativo para assegurar que o carregamento seja devidamente introduzido (Dunberry; Leblanc; Redwood, 1987; ABNT, 2024). A extensão

desse comprimento varia conforme o critério estabelecido por cada diretriz normativa. A Figura 1.5 ilustra o comprimento de introdução de carga definido pela NBR 8800 (ABNT, 2024).

Figura 1.5: Comprimento de introdução de carga definido pela NBR 8800 (ABNT, 2024)



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2024).

Nota: A notação h_c ou b_c indica que se deve considerar a menor entre as dimensões da seção transversal.

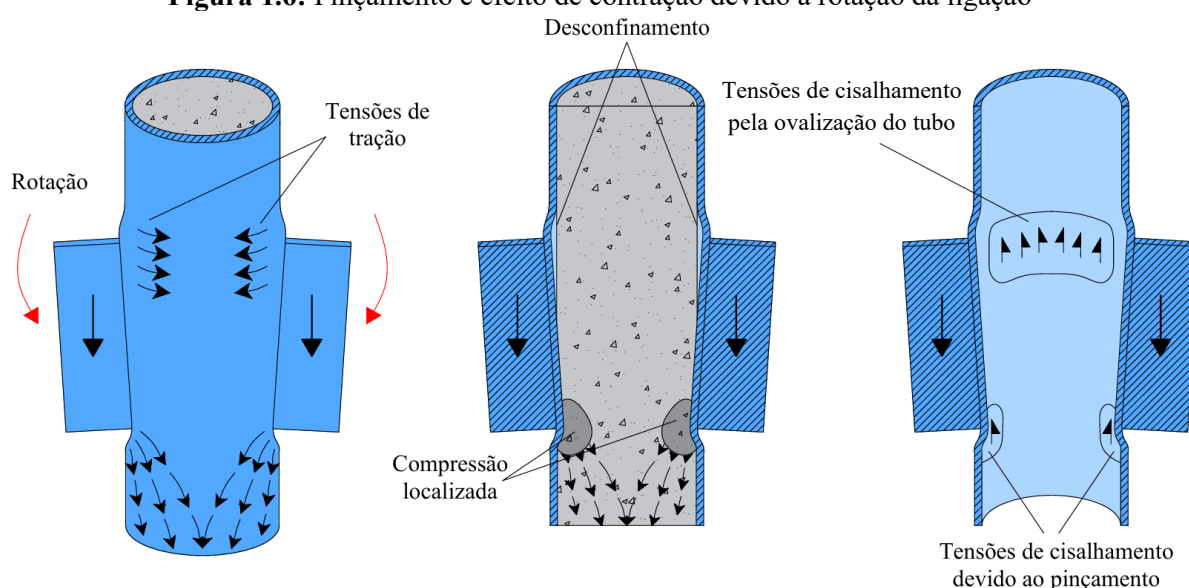
Para as ligações simples em pilares CFST, a introdução de carga consiste na transferência de forças entre o tubo de aço e o núcleo de concreto e depende da resistência ao cisalhamento da interface entre os materiais. Essa resistência, composta principalmente pela aderência natural (química) e pelo atrito resistente, deve ser suficiente para transferir a força do pavimento para o pilar dentro do comprimento de introdução de carga. Caso essa condição não seja atingida, a utilização de dispositivos mecânicos de ligação, tal como conectores de cisalhamento ou parafusos de alta resistência, se faz necessária.

Diferentes normas técnicas como NBR 8800 (ABNT, 2024), EN 1994-1-1 (CEN, 2004) e AISC 360-22 (ANSI, 2022) estabelecem procedimentos de cálculo para o dimensionamento de pilares CFST, considerando a introdução de carga pela resistência da interface entre os materiais. No entanto, estudos experimentais e numéricos indicam que o estado de tensões na região das ligações simples pode ser alterado pelo efeito de pinçamento (*pinching effect*),

influenciando a introdução de carga e, conseqüentemente, o comportamento global da ligação (Dunberry; Leblanc; Redwood, 1987; Shakir-Khalil, 1993; Johansson, 2003; Mollazadeh; Wang, 2014; Xu *et al.*, 2021; Ning *et al.*, 2026).

Esse fenômeno decorre da rotação da ligação ao ser solicitada pelo carregamento das vigas, gerando uma concentração de tensões de compressão na sua região inferior. Essas tensões se propagam do tubo para o concreto, elevando sua resistência e intensificando o atrito na interface entre os materiais, o que potencializa a capacidade de introdução de carga localmente, conforme ilustrado na Figura 1.6 (Johansson, 2003).

Figura 1.6: Pinçamento e efeito de contração devido à rotação da ligação



Fonte: Adaptado de Johansson (2003).

Contrariamente, na região superior (Figura 1.6), a rotação das chapas gera tensões de tração no tubo, provocando sua ovalização. Essa deformação é caracterizada pela diminuição do diâmetro do tubo no plano ortogonal ao da ligação, que eleva a pressão de contato na interface, potencializando a resistência ao cisalhamento nessa região. Já no plano da ligação, o aumento da seção transversal de aço provoca o desconfinamento do concreto. Esse efeito pode ser prejudicial, resultando na microfissuração prematura do material, o que leva à degradação de sua resistência e, conseqüentemente, à diminuição da sua contribuição na capacidade resistente do pilar (Liao; Han; Tao, 2013).

Dessa forma, por envolver processos simultâneos, o pinçamento é configurado como um fenômeno complexo, cujos efeitos locais na região de ligação podem influenciar diretamente na introdução de carga do sistema e, conseqüentemente na capacidade resistente do pilar. Devido à essa complexidade, as abordagens simplificadas das normas técnicas não

consideram tal fenômeno, o que pode resultar em previsões conservadoras ou, em alguns casos, inseguras.

Embora a literatura apresente avanços a respeito do comportamento das ligações simples com chapas soldadas entre pilares tubulares de aço preenchidos com concreto e vigas secundárias em perfil “I”, permanece uma lacuna com relação ao entendimento e quantificação da real contribuição do efeito de pinçamento para a introdução de carga no sistema.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar o comportamento da ligação simples entre pilares CFST de seção circular e duas vigas de aço adjacentes em perfil “I” por meio de análises numéricas via Método dos Elementos Finitos (MEF).

1.1.2 Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo geral, propõem-se os seguintes objetivos específicos:

- Delimitar o Estado da Arte por meio de uma Revisão Sistemática da Literatura (RSL), análise bibliométrica seguida de uma análise bibliográfica, sobre o tema;
- Avaliar os efeitos do confinamento do concreto em pilares CFST sob compressão puramente axial para compreender a influência do efeito de pinçamento (*pinching effect*);
- Desenvolver e validar modelos numéricos no *software* Abaqus® que representem o comportamento físico e mecânico da ligação sob situação de carregamento de um edifício de múltiplos pavimentos;
- Investigar, por meio de uma análise paramétrica, o comportamento da ligação considerando diferentes cenários.

1.2 JUSTIFICATIVA

A busca por sistemas construtivos mais eficientes tem se tornado fundamental para a viabilização de edifícios de múltiplos pavimentos. Dentre os sistemas existentes, o misto de aço e concreto tem demonstrado grande potencial, principalmente se considerar o uso de perfis tubulares. Esses perfis, além de apresentarem excelente desempenho estrutural, contribuem para a otimização do processo construtivo.

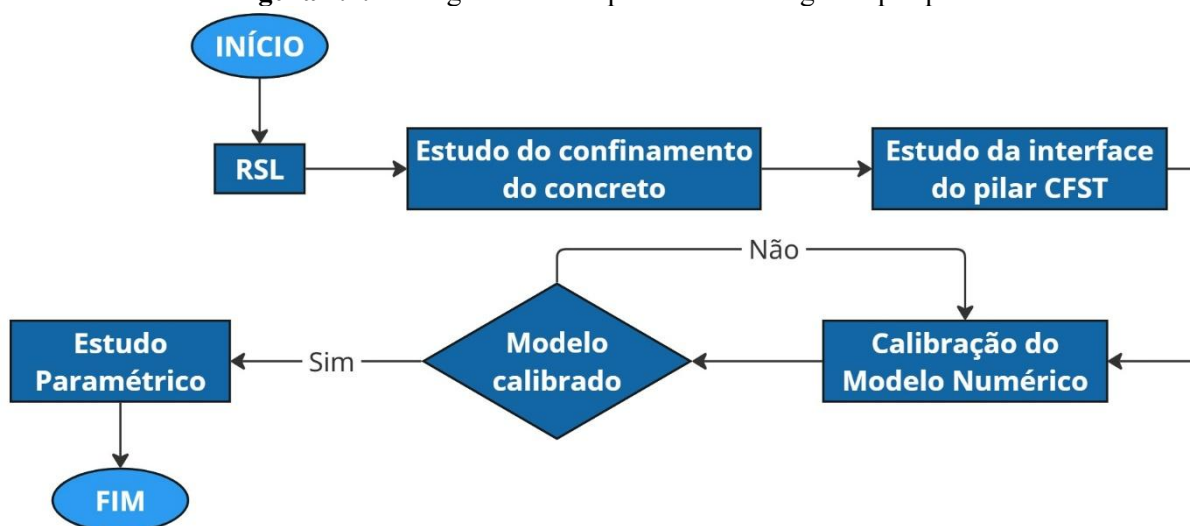
Entretanto, quando se trata dos mecanismos de introdução de carga em pilares CFST, especialmente os de seção circular, percebe-se que a literatura avançou pouco nessa vertente, como apontado na revisão de Debnath *et al.* (2023). Além disso, as abordagens normativas atuais – como a NBR 8800 (ABNT, 2024), o AISC 360 (ANSI, 2022) e o EN 1994-1-1 (CEN, 2004) – embora estejam em constante atualização, ainda são simplificadas e não levam em consideração a ocorrência de mecanismos secundários, como o efeito de pinçamento em ligações simples, que é alvo de estudo desta pesquisa.

Por essa razão, o presente trabalho justifica-se pela necessidade da investigação da influência do efeito de pinçamento na introdução de carga em pilares tubulares de aço preenchidos com concreto. De modo que entendimento desse comportamento pode contribuir para o desenvolvimento de modelos de dimensionamento mais eficientes.

1.3 RESUMO DA METODOLOGIA

A fim de alcançar os objetivos propostos na seção 1.1, a metodologia deste trabalho foi dividida em cinco etapas: revisão sistemática da literatura; estudo do confinamento do concreto; estudo da interface do pilar CFST; calibração do modelo numérico e estudo paramétrico; elas são apresentadas no fluxograma da Figura 1.7, e descritas em seguida.

Figura 1.7: Fluxograma das etapas da metodologia de pesquisa



Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

Na primeira etapa, realizou-se uma análise bibliométrica seguida de uma análise bibliográfica a respeito dos trabalhos envolvendo ligações entre pilares tubulares de aço preenchidos com concreto e vigas de aço em perfil “I”. Essa etapa foi conduzida a fim de identificar as lacunas do conhecimento relacionadas à introdução de carga nesses elementos.

A segunda etapa consistiu em um estudo numérico exploratório para verificar a capacidade do modelo numérico de representar o ganho de resistência do concreto quando submetido ao confinamento, tanto em termos de restrição de tensões (confinamento ativo) quanto em restrição de deslocamentos (confinamento passivo). Essa etapa teve o objetivo de calibrar os modelos constitutivos dos materiais de modo a representar corretamente o efeito do confinamento do concreto e, assim, auxiliar na compreensão e quantificação do estado de tensões na região da ligação.

A terceira etapa teve como objetivo compreender o comportamento da interface do pilar CFST e como simular numericamente. Para isso, investigou-se o uso das propriedades de contato coesivo, a fim de representar corretamente o mecanismo de introdução de carga e a transferência de forças entre o tubo de aço e o núcleo de concreto.

Na quarta etapa, desenvolveu-se um modelo numérico da ligação simples entre o pilar CFST e as vigas de aço. O modelo foi validado com base em ensaio experimental de referência da literatura, etapa fundamental para garantir a consistência dos resultados obtidos na análise subsequente.

Por fim, na quinta etapa, com o modelo numérico devidamente calibrado e validado, o comportamento da ligação foi analisado em diferentes cenários por meio de uma análise paramétrica. Para isso, foram processados 72 modelos, considerando a variação dos seguintes parâmetros: o diâmetro do tubo, o comprimento das chapas de ligação, o nível de carregamento aplicado nas ligações, o comprimento do pilar e as condições de contorno. Avaliaram-se a capacidade de transferência de carga da ligação e a distribuição das deformações ao longo do comprimento do pilar, com foco no mecanismo de introdução de carga e no efeito de pinçamento.

1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

O presente trabalho está estruturado em sete capítulos adicionais à introdução, esses capítulos estão descritos sucintamente a seguir.

O Capítulo 2 apresenta como as ligações são classificadas e descreve os principais tipos de ligações entre pilares tubulares de aço preenchidos com concreto e vigas de aço e perfil “I”.

O Capítulo 3 delimita o Estado da Arte sobre introdução de carga em ligações simples aplicadas a pilares CFST por meio de uma revisão sistemática da literatura. Nesse capítulo estão evidenciadas as lacunas identificadas.

O Capítulo 4 avalia a capacidade do modelo numérico na simulação do efeito do confinamento do concreto e investiga os mecanismos desse fenômeno em pilares CFST submetidos à compressão axial, sob a influência de diferentes parâmetros.

O Capítulo 5 caracteriza o comportamento da interface aço-concreto e apresenta as estratégias adotadas para a sua modelagem numérica, com ênfase no emprego das propriedades de contato coesivo para a representação da transferência de esforços entre o tubo de aço e o núcleo de concreto.

O Capítulo 6 apresenta o estudo numérico da ligação simples, contemplando a calibração e a validação do modelo numérico, a análise paramétrica e a discussão dos resultados quanto à capacidade de transferência de carga, ao mecanismo de introdução de carga e ao efeito de pinçamento.

O Capítulo 7 apresenta as conclusões do trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

2 LIGAÇÕES

As ligações, também denominadas “regiões nodais”, desempenham um papel fundamental nas estruturas, sendo responsáveis por transmitir esforços entre diferentes elementos, assegurando o funcionamento adequado de todo o sistema estrutural. Desse modo, a coerência entre o projeto e a execução é essencial, uma vez que alterações construtivas, mesmo que mínimas, podem influenciar no comportamento da ligação e comprometer a resposta prevista para a estrutura, prejudicando sua segurança.

O comportamento de uma ligação é descrito, principalmente, por sua curva momento-rotação ($M-\phi$), que relaciona o momento fletor aplicado à ligação e a rotação relativa que essa apresenta em relação aos elementos conectados (Pereira, 2013). A compreensão desse comportamento é essencial para a realização de uma análise estrutural apropriada.

Considerando que as ligações podem ser executadas em diferentes configurações, resultando em respostas mecânicas distintas, torna-se necessária a adoção de sistemas de classificação que as representem corretamente no processo de dimensionamento. Assim, o objetivo deste capítulo é abordar a classificação das ligações de acordo com diferentes abordagens normativas e apresentar os principais tipos de ligações entre pilares circulares de aço preenchidos com concreto e vigas de aço com perfil “I”.

2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

As ligações geralmente são classificadas com base em duas propriedades fundamentais: a rigidez rotacional e a resistência. A rigidez rotacional é avaliada em termos da relação entre momento fletor aplicado e rotação resultante da ligação, estando diretamente relacionada à rigidez à flexão da viga. Já a resistência é avaliada em função do momento máximo que a ligação pode suportar. As classificações baseadas nessas propriedades de acordo com as principais diretrizes de projeto – EN 1993-1-8 (CEN, 2005) e AISC 360 (ANSI, 2022) – são apresentadas nas seções 2.1.1 e 2.1.2.

2.1.1 Classificação de acordo com o EN 1993-1-8:2005

Conforme a norma europeia EN 1993-1-8 (CEN, 2005), bem como o seu manual de projeto *Design of Joints in Steel and Composite Structures* (Jaspart; Weynand, 2016), as ligações podem ser classificadas de duas formas, considerando separadamente as propriedades de rigidez rotacional e resistência.

A classificação segundo à rigidez rotacional é determinada pela comparação da rigidez inicial da ligação (S_{ini}) com os limites estabelecidos pela norma (seção 5.2.2.5). Desse modo, quanto à rigidez, as ligações podem ser classificadas como:

- **Ligações Rotuladas:** ligações capazes de transmitir os esforços internos sem o desenvolvimento de momentos significativos, permitindo a rotação livre entre os elementos. O limite de aplicabilidade é determinado pela Equação 2.1, em que E é o módulo de elasticidade longitudinal do aço, L_b é o comprimento da viga e I_b é o respectivo momento de inércia da seção transversal;

$$S_{ini} \leq 0,5 \frac{EI_b}{L_b} \quad (2.1)$$

- **Ligações Rígidas:** ligações que não apresentam rotação relativa significativa com relação aos outros elementos quando submetidas ao momento fletor. Assume-se que sua rigidez é suficiente para justificar uma análise baseada em continuidade plena. O limite de aplicabilidade é determinado pela Equação 2.2, em que k_b é um coeficiente adotado igual a 8 para estruturas contraventadas e igual 25 para estruturas não contraventadas;

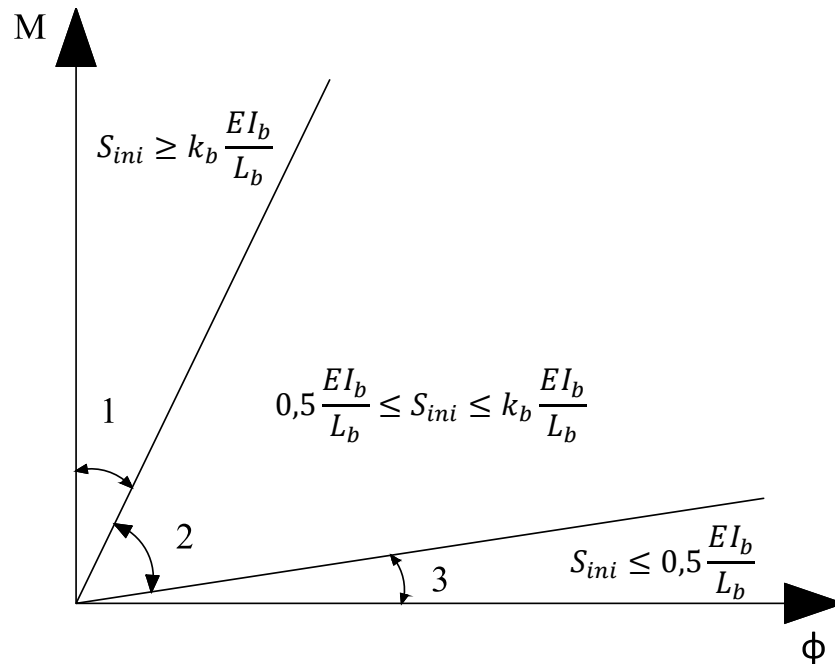
$$S_{ini} \geq k_b \frac{EI_b}{L_b} \quad (2.2)$$

- **Ligações Semirrígidas:** ligações que não se enquadram nos limites das ligações rígidas ou rotuladas, ou seja, apresentam uma rigidez intermediária. O limite de aplicabilidade é dado pela Equação 2.3.

$$0,5 \frac{EI_b}{L_b} \leq S_{ini} \leq k_b \frac{EI_b}{L_b} \quad (2.3)$$

A Figura 2.1 ilustra a classificação das ligações quanto a rigidez por meio da representação dos limites de aplicabilidade em termos do gráfico momento-rotação ($M-\phi$).

Figura 2.1: Classificação das ligações segundo a rigidez pela norma europeia



Fonte: Adaptado de EN 1993-1-8 (CEN, 2005)

Cabe comentar que a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2024) adota essa mesma classificação baseada na rigidez, considerando os mesmos limites.

A classificação segundo à resistência é estabelecida pela comparação do momento resistente da ligação com o momento resistente dos elementos conectados (viga e pilar, por exemplo). Assim, quanto à resistência, as ligações podem ser classificadas como:

- **Ligações Rotuladas:** considera-se que essas ligações não apresentam significativa capacidade resistente ao momento fletor;
- **Ligações de Resistência total:** ligações que apresentam o momento resistente superior ao dos elementos conectados;
- **Ligações de Resistência parcial:** ligações que não se enquadram nos limites das ligações de resistência total ou rotuladas, ou seja, apresentam uma capacidade resistente ao momento fletor intermediária;

Adicionalmente, dependendo da classificação da ligação e do método de análise estrutural global adotado, a norma europeia estabelece três modelos de ligação para projeto. Esses modelos determinam a maneira como o comportamento da ligação deve ser considerado na análise estrutural. Assim, os modelos de ligação são classificados como:

- **Ligações Simples:** ligações que não transmitem momentos fletores, assume-se seu comportamento como o de uma articulação perfeita na análise estrutural;

- **Ligações Contínuas:** ligações que atuam como engastes perfeitos.
- **Ligações Semicontínuas:** ligações com o comportamento intermediário entre simples e contínuo. É importante que seu comportamento seja devidamente considerado na análise estrutural.

O Quadro 2.1 apresenta como o modelo de ligação é determinado em função da sua classificação e do método de análise global da estrutura.

Quadro 2.1: Modelos de ligações de acordo com a norma europeia

Método de análise global	Classificação da ligação		
	Rotulada	Rígida	Semirrígida
Elástica	Rotulada	Rígida	Semirrígida
Rígido-plástica	Rotulada	Resistência total	Resistência parcial
Elasto-plástica	Rotulada	Rígida e Resistência total	Semirrígida e resistência parcial Semirrígida e resistência total Rígida e resistência parcial
Modelo de ligação	Simple	Contínua	Semicontínua

Fonte: Adaptado de EN 1993-1-8 (CEN, 2005)

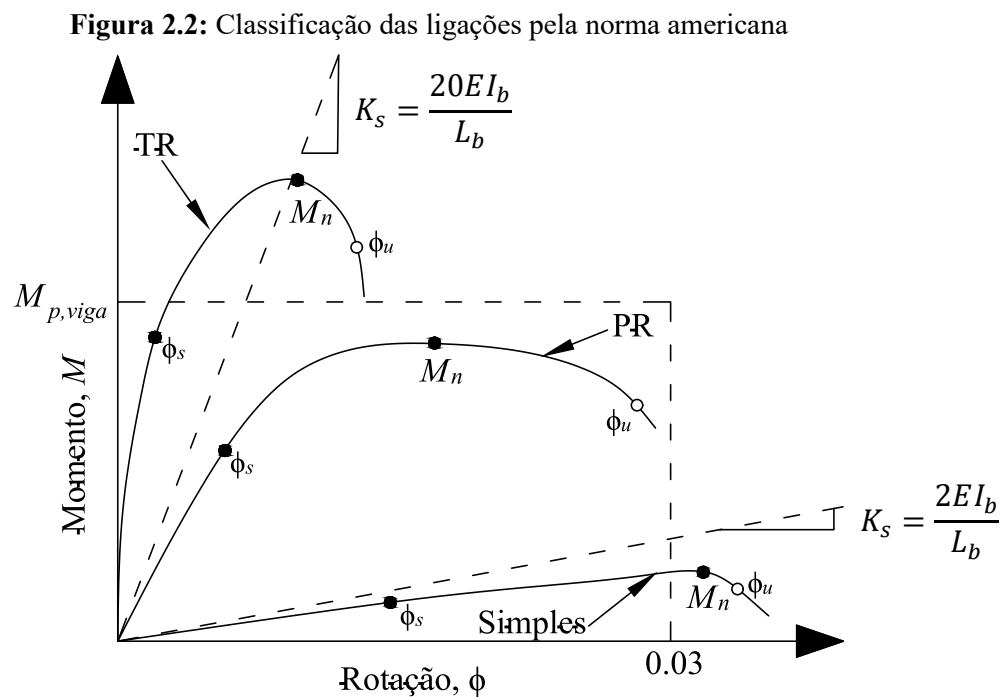
2.1.2 Classificação de acordo com o AISC 360-22

Diferentemente da norma europeia, o AISC 360 (ANSI, 2022) classifica as ligações em função da rigidez rotacional e da resistência de maneira conjunta. A classificação é estabelecida da seguinte maneira:

- **Ligações simples:** ligações que não apresentam capacidade de transmitir momentos fletores das vigas para os pilares. No contexto da análise estrutural, assume-se que essas ligações permitem a rotação livre entre os elementos conectados. Desse modo, as ligações simples devem ser flexíveis e dimensionadas apenas para a transferência de esforços cortantes de reação das vigas;
- **Ligações a momento:** ligações capazes de transmitir momento fletor e, portanto, devem ser projetadas para resistir ao efeito combinado dos esforços resultantes do momento e força cortante. Subdividem-se em duas categorias:
 - **Totalmente restringidas (TR):** transmitem momento sem apresentar rotação relativa significativa. Na análise estrutural, assume-se que esse tipo de ligação não permite a rotação entre os elementos, devendo possuir rigidez e resistência suficiente para manter os ângulos iniciais de ligação.

- **Parcialmente restringidas (PR):** transmitem momento, mas não apresentam rotação relativa desprezível. Na análise estrutural, seu comportamento momento-rotação deve ser devidamente considerado. Os elementos da ligação devem possuir resistência, rigidez e capacidade de deformação suficientes para assegurar as especificações de projeto.

A norma americana apresenta as curvas momento-rotação que representam o comportamento de cada tipo de ligação, definindo os limites aplicáveis para sua classificação, conforme apresentado na Figura 2.2.



Fonte: Adaptado de AISC 360 (ANSI, 2022).

Segundo o AISC 360 (ANSI, 2022), a rigidez inicial tangente não representa adequadamente a resposta da ligação, mesmo para baixos níveis de momento rotação, devido à manifestação precoce do seu comportamento não linear. Assim, a rigidez da ligação é avaliada pelo parâmetro de rigidez secante (K_s) que é definido pela Equação 2.4 em termos do momento (M_s) e da rotação (ϕ_s) em estados-limites de serviço. Os limites para cada tipo de ligação estão apresentados na Figura 2.2.

$$K_s = \frac{M_s}{\phi_s} \quad (2.4)$$

A capacidade resistente da ligação é definida pelo momento máximo que ela pode suportar (M_n), representado pelo ponto de pico da curva de comportamento ($M - \phi$). Para as situações que a curva de comportamento da ligação não apresenta um ponto de máximo, define-se o momento de pico como aquele correspondente à rotação de 0,02 rad.

Adicionalmente, o limite inferior de momento resistente para considerar que uma ligação não possui capacidade resistente à flexão (ligação simples) é de 20% do momento plástico da viga ($0,2 \cdot M_{p,viga}$) para uma rotação de 0,02 rad. A norma ressalta que não existe limite quanto ao momento máximo das ligações totalmente e parcialmente restritas em relação à viga, podendo ser maiores ou menores que o mesmo, desde que a ligação resista às solicitações impostas.

Quanto a capacidade de rotação (ϕ_u), ela é definida como o a rotação correspondente à queda do momento resistente de 20%, equivalente a $0,8 \cdot M_n$. Para as situações que a queda de resistência não é significativa com o aumento da rotação, a capacidade de rotação é limitada a 0,03 rad.

2.2 LIGAÇÕES MAIS USUAIS ENTRE PILARES CFST DE SEÇÃO CIRCULAR E VIGAS DE AÇO EM PERFIL “I”

Conforme já mencionado, o método de execução é determinante para garantir as propriedades previstas na classificação das ligações. Nesse sentido, a complexidade das ligações entre pilares CFST e as vigas de aço, ou mistas de aço e concreto, configura um dos principais motivos que limitam a aplicação prática desses elementos (Thai, 2024). Esse desafio impulsiona o constante desenvolvimento de novas técnicas para conectar os pilares às vigas de maneira eficiente.

Os métodos de ligação existentes podem ser classificados, com base no processo de execução em: parafusadas, soldadas ou uma combinação de ambos. Nas ligações parafusadas, as vigas podem ser ligadas diretamente ao pilar ou a elementos secundários previamente instalados (como chapas ou cantoneiras). Similarmente, as ligações soldadas podem ser executadas diretamente na parede do tubo de aço ou em elementos de ligação anexos a ele (Thai, 2024).

A partir dessas técnicas, identificam-se algumas das configurações mais usuais de ligações entre pilares CFST de seção circular e vigas de aço em perfil “I”, que serão descritas nas seções 2.2.1 a 2.2.4.

2.2.1 Ligação por chapa simples (*single-plate*)

Essa configuração se enquadra no grupo de ligações parafusadas a elementos secundários. Nesse caso, chapas de aço de baixa espessura, denominadas chapas simples (*fin plates* ou *single-plates*, em inglês), são soldadas à parede do tubo e parafusadas às almas das vigas (Figura 2.3). Esse processo é reconhecido pela simplicidade de execução e baixo custo (Mollazadeh; Wang, 2014).

Devido aos seus aspectos construtivos, esse tipo de ligação é projetado para atuar como uma ligação simples (rotulada), apresentando capacidade de transferência de momento fletor muito limitada ou nula. Portanto, sua função é transferir apenas esforços cortantes das vigas para o pilar (Mollazadeh; Wang, 2014; Thai 2024).

Figura 2.3: Ligação por chapa simples entre pilar CFST de seção circular e duas vigas de aço em perfil "I" adjacentes



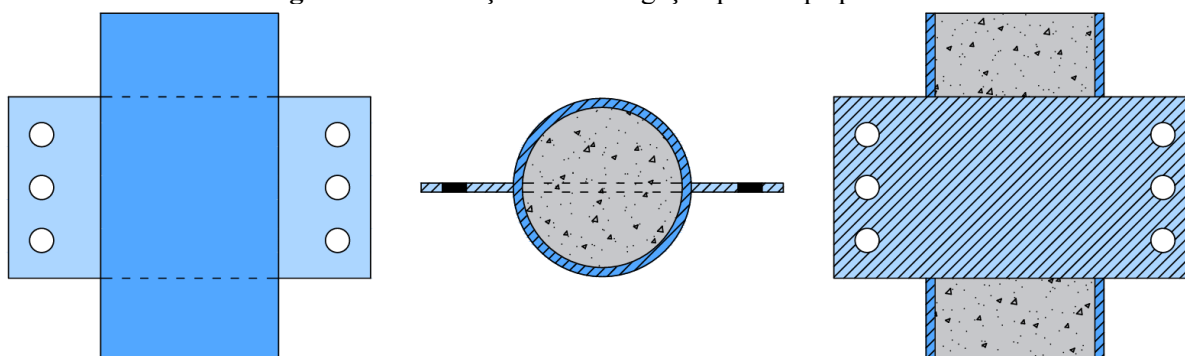
Fonte:¹.

2.2.2 Ligação por chapa passante (*through plate*)

Essa é uma variação da ligação por chapas simples. Nela, a chapa não é apenas soldada à parede do tubo, mas sim instalada de forma a atravessar toda a seção transversal do pilar (Figura 2.4). Essa configuração permite o apoio direto da chapa no concreto, resultando em uma capacidade de transferência de momento fletor superior em comparação à chapa simples. Assim, a ligação se comporta como semicontínua ou parcialmente restringida. No entanto, apesar de suas vantagens sua execução tem um custo elevado em comparação a ligação por chapas simples (Johansson, 2003; Mollazadeh e Wang, 2014; Thai, 2024).

¹ Disponível em: [SSEF - Fun is in the Details - Bolted Connections](https://www.ssef.fun.edu.tr/en/Details-Bolted-Connections). Acesso em 8 jul. 2026.

Figura 2.4: Ilustração de uma ligação por chapa passante



Fonte: Adaptado de Mollazadeh e Wang (2014).

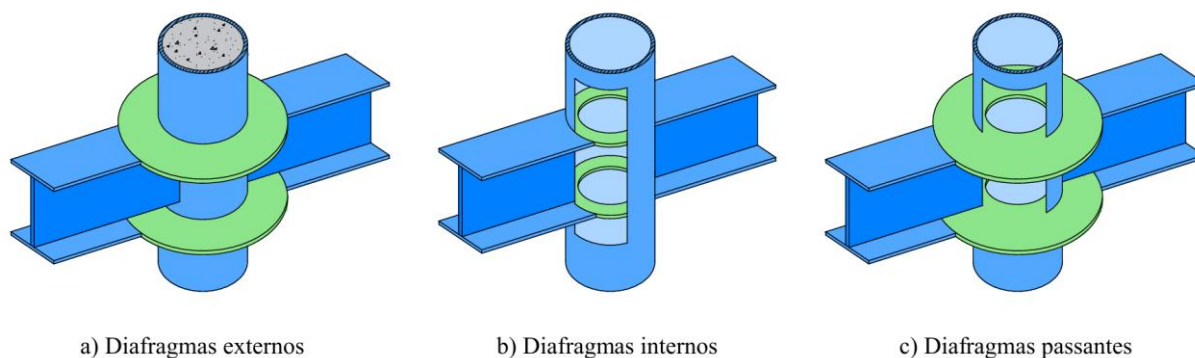
2.2.3 Ligação por diafragmas

Nesse tipo de ligação, utilizam-se chapas enrijecedoras (diafragmas) no plano da ligação para garantir a continuidade na transferência de tensões da viga para o pilar, conferindo maior rigidez, resistência e ductilidade à ligação (Thai, 2024). A execução consiste na soldagem dos diafragmas ao tubo de aço (geralmente alinhados às mesas das vigas), enquanto as vigas podem ser soldadas ou parafusadas (via chapa simples) ao pilar. Adicionalmente, os diafragmas podem apresentar formatos diversos e são classificados em três tipos, conforme sua disposição: (Kim; Choi, 2017).

- **Diafragmas externos:** solução mais simples e usual, na qual as chapas são soldadas externamente à parede do pilar e às mesas das vigas. O processo de execução é benéfico para a concretagem, devido ao interior do tubo não ser obstruído. Contudo, a ligação pode ocupar um espaço significativo e pode interferir na arquitetura (Habibi; Fanaie; Shahbazpanahi, 2023; Razavi; Tahouni; Tehrani, 2025);
- **Diafragmas internos:** nessa solução, as chapas são soldadas no interior do tubo. A execução oferece o menor consumo de material, mas um custo de execução elevado, devido à dificuldade de acesso ao interior do tubo (Thai, 2024);
- **Diafragmas passantes:** é uma combinação dos diafragmas interno e externo. As chapas atravessam a seção do pilar, proporcionando a maior rigidez e capacidade de momento entre as opções. No entanto, também demandam o maior consumo de material (Thai, 2024).

Independentemente da configuração, essas ligações são projetadas para transferir altos níveis de momento sem rotação significativa. A Figura 2.5 ilustra os três tipos de ligação por diafragma.

Figura 2.5: Ilustração dos tipos de ligação por diafragmas: a) externos; b) internos; e c) passantes.



Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

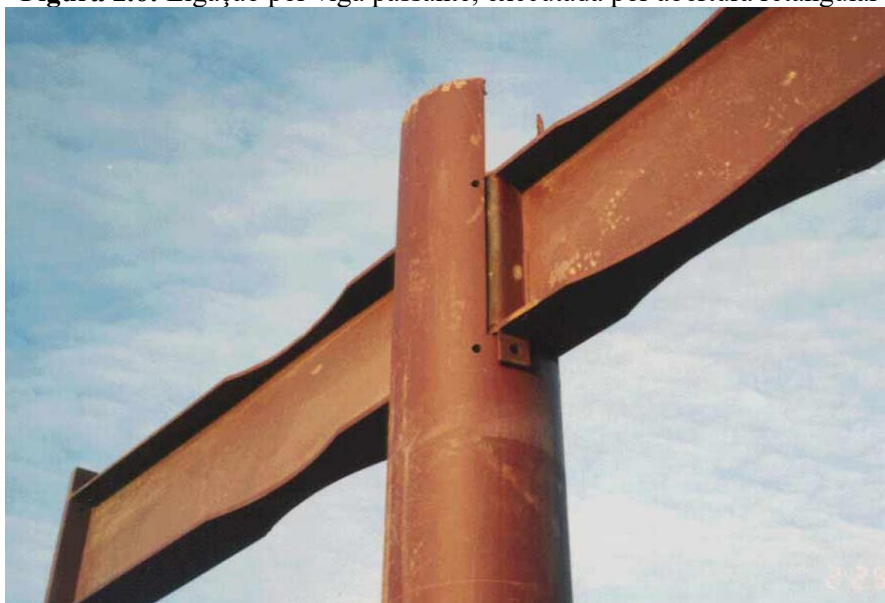
2.2.4 Ligação por viga passante (*through beam*)

Essa ligação é caracterizada pela continuidade da viga através da seção transversal do pilar. De acordo com Thai (2024), essa configuração pode, ainda, ser considerada uma variação da ligação por diafragma passante, na qual os componentes da viga (mesas, almas ou ambos) atuam como diafragma.

A respeito da execução, a viga passa pelo pilar por meio de uma abertura executada no tubo, cujo formato pode ser o do perfil “I” ou retangular – correspondente apenas à largura do perfil (Figura 2.6). Em seguida, a viga é soldada ao perfil tubular, no caso da abertura retangular, inicialmente se faz necessária a utilização de chapas dobradas para o fechamento da ligação. Somente após essa etapa que a concretagem é feita (Shneider; Kramer; Sarkkinen, 2004).

Devido à maneira de execução, na maioria dos casos, esse tipo de ligação fornece uma capacidade de transferência de momento plena, funcionando como uma ligação idealmente rígida (contínua ou totalmente restringida) em termos de comportamento momento-rotação (Shehab; Ekmekyapar, 2021; Thai, 2024).

Figura 2.6: Ligação por viga passante, executada por abertura retangular



Fonte: Schneider; Kramer; Sarkkinen (2004).

Ressalta-se que as ligações apresentadas são as mais recorrentes por atenderem pelo menos um de três critérios principais: capacidade resistente, viabilidade econômica e facilidade de execução. No entanto, existem inúmeras possibilidades de configuração, variando conforme a disponibilidade de elementos de ligação e com as restrições de projeto, sendo fundamental a caracterização de seu comportamento para o correto dimensionamento e aplicação. Nesse sentido, a fundamentação normativa e científica é imprescindível.

3 REVISÃO SISTEMÁTICA DA LITERATURA (RSL)

Este capítulo descreve os procedimentos adotados para a delimitação do Estado da Arte a respeito da introdução de carga em ligações simples entre pilares tubulares de aço preenchidos com concreto (CFST) de seção circular e vigas de aço em perfil “I”. Desse modo, a fim de identificar possíveis lacunas do conhecimento, realizou-se uma análise bibliométrica seguida pela análise bibliográfica sobre o tema. Para assegurar a qualidade da RSL, o protocolo de busca e os resultados foram desenvolvidos conforme a metodologia *Preferred Reporting Items for Systematic Reviews and Meta-Analyses* (PRISMA) 2020 (Page *et al.*, 2021).

3.1 PROTOCOLO DE BUSCA

A primeira etapa da RSL consistiu em encontrar artigos da literatura científica internacional relacionados a ligações entre pilares CFST e vigas de aço, bem como à introdução e transferência de carga nesses elementos estruturais. Portanto, em outubro/2024, realizou-se uma busca por artigos indexados nas bases de dados *Web of Science* e *Scopus* utilizando as seguintes *strings* de busca:

- Web of Science: “column* AND steel* (Topic) AND composite* OR "load introduction" OR CFST* OR "concrete-filled" (Topic) AND connection* OR joint* (Topic) AND circular* OR tubular* OR filled* (Topic) AND pinching* OR confinement* OR confined* OR slip* OR HSS* OR “load introduction*” (Topic) AND Article (Document Type)”;
- Scopus: “TITLE-ABS-KEY (column* AND steel*) AND TITLE-ABS-KEY (composite* OR "load introduction" OR cfst* OR "concrete-filled") AND TITLE-ABS-KEY (connection* OR joint*) AND TITLE-ABS-KEY (circular* OR tubular* OR filled*) AND TITLE-ABS-KEY (pinching* OR confinement* OR confined* OR slip* OR hss* OR "load introduction*”)”.

Cabe comentar que:

- Os termos “Topic” e “TITLE-ABS-KEY” correspondem às preferências nas bases de dados que ditam que as palavras das *strings* serão buscadas nos títulos, resumos e palavras-chave dos artigos indexados;
- O operador booleano “OR” significa “ou” e indica que pelo menos um dos termos separado por ele deve ser encontrado na busca;
- O operador “AND” significa “e” e indica que ambos os termos separados por ele deve ser encontrado na busca;

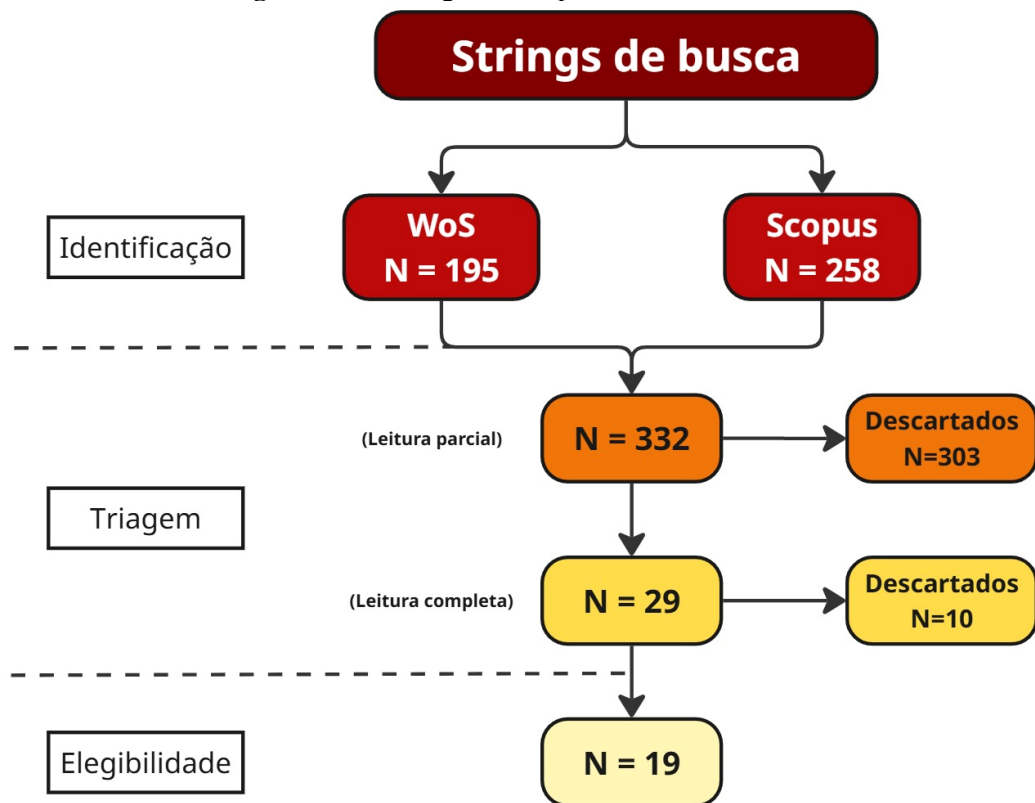
- As aspas (“”) são utilizadas para que os termos compostos sejam localizados de maneira conjunta, como foram escritos – “*load introduction*”, por exemplo; e
- O caractere “*” tem função de substituir uma ou mais letras de um termo e localizar as opções possíveis – “*connection**” localiza “*connections*”, por exemplo.

A busca resultou em 195 documentos na base *Web of Science* e 258 documentos na *Scopus*. Os dados dos artigos encontrados foram exportados por meio de arquivos em formato BibTeX (extensão. bib), que foram posteriormente importados para o *software R Studio* e combinados por meio do pacote *Bibliometrix* do R (Aria; Cuccurullo, 2017). A combinação dos arquivos identificou 121 repetições, totalizando 332 publicações distintas.

Em seguida, os trabalhos resultantes passaram por um processo de triagem, dividido em duas etapas: a primeira consistiu na leitura parcial dos documentos, focada nos tópicos de resumo e conclusão. Por sua vez, a segunda etapa envolveu a leitura completa dos documentos restantes. Assim, descartaram-se 313 artigos (303 na primeira etapa e 10 na segunda) de acordo com os seguintes critérios:

- Trabalhos que não fossem artigos ou *conference papers*;
- Trabalhos focados na avaliação de ações sísmicas, carregamentos cíclicos, explosões, impacto ou exposição ao fogo;
- Trabalhos que envolvam ligações entre pilares CFST e vigas que não são exclusivamente metálicas;
- Trabalhos que estudam pilares tubulares preenchidos com concreto em que o tubo é feito de materiais diferentes do aço;
- Trabalhos que envolvam ligações entre pilares CFST e vigas metálicas com perfis tubulares;
- Trabalhos que abordam o desempenho de pilares isolados, ou seja, não tratam sobre ligações.

Dessa maneira, 19 trabalhos (15 artigos e quatro *conference papers*) foram eleitos para integrar as análises bibliométrica e bibliográfica. A Figura 3.1 ilustra o fluxograma dos processos descritos.

Figura 3.1: Fluxograma do protocolo de busca

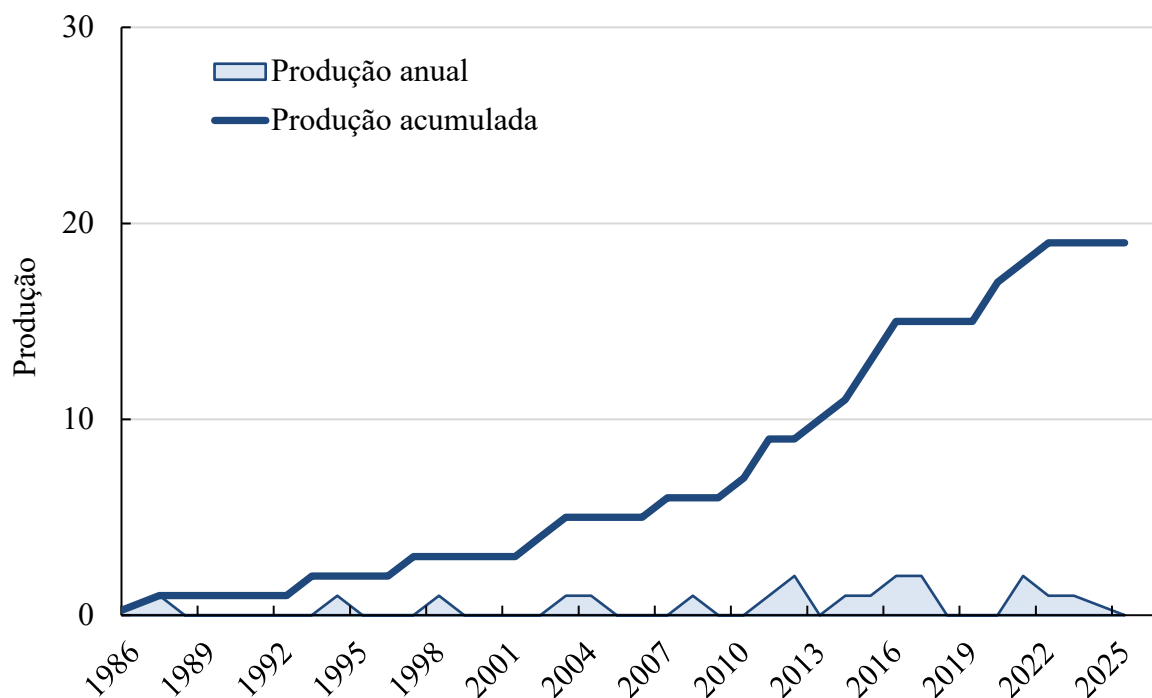
Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

A fim de complementar o protocolo da RSL, realizou-se uma busca manual nas bases de dados. Nesse processo, além da *Web of Science* e da *Scopus*, incluiu-se também o Google Acadêmico. No entanto, essa estratégia não retornou novos trabalhos aderentes ao tema além daqueles já selecionados pelo procedimento de busca sistemática.

3.2 ANÁLISE BIBLIOMÉTRICA

A Figura 3.2 apresenta o gráfico da produção anual e acumulada dos trabalhos selecionados pelo protocolo de busca. Pelo gráfico, percebe-se que publicações iniciaram em 1987, apresentando variações ao longo dos anos. No total nove artigos (47,4%) foram publicados na última década, quantidade significativa com relação ao período total de abrangência do tema, de aproximadamente 40 anos.

Figura 3.2: Gráfico da produção anual e acumulada de artigos a respeito de ligações entre pilares CFST e vigas de aço

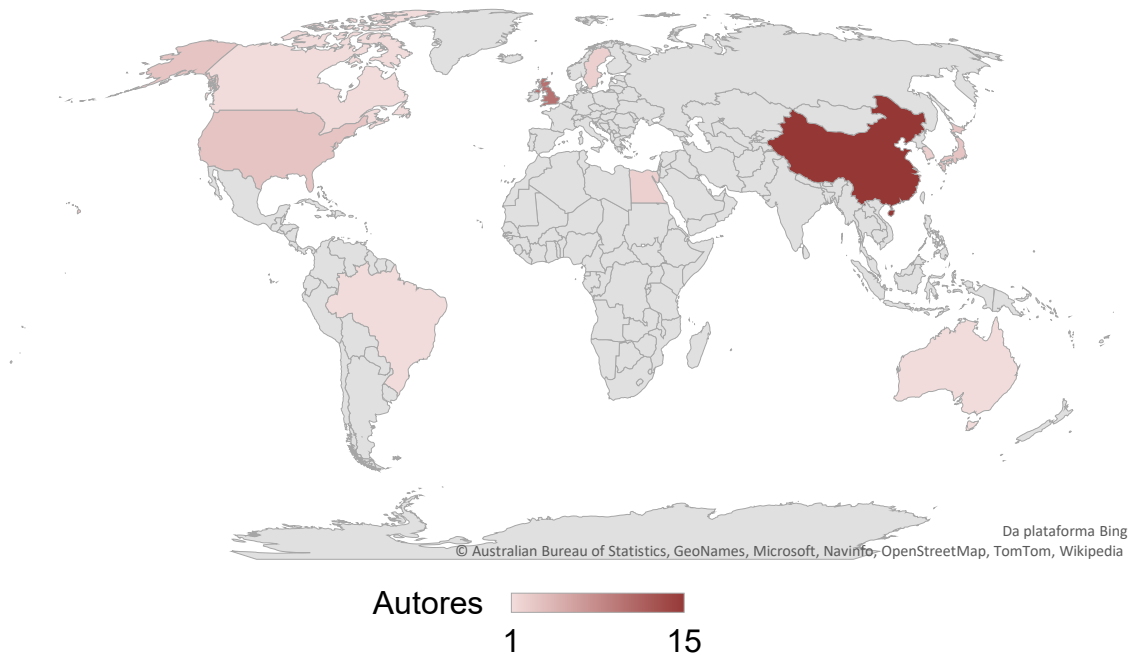


Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

A Figura 3.3 apresenta a distribuição dos países correspondentes aos autores de tais artigos. De acordo com a Figura 3.3, a maioria dos autores são da China (15 autores), seguido pelo Reino Unido (10 autores) e pelos Estados Unidos e Japão (três autores). É possível perceber que o Brasil também está destacado no mapa, no entanto esse destaque corresponde a apenas um autor, indicando que o tema é pouco abordado no país.

O Quadro 3.1 apresenta as revistas e anais de congresso nos quais foram publicados os artigos incluídos na análise. Em função da quantidade reduzida de trabalhos selecionados, todas as revistas foram listadas, no entanto, consideram-se como mais relevantes apenas aquelas com o número de publicações maior que um.

Figura 3.3: Distribuição dos países correspondentes aos autores das publicações a respeito de ligações entre pilares CFST e vigas metálicas



Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

Quadro 3.1: Revistas referentes à publicação de artigos a respeito de ligações entre pilares CFST e vigas metálicas

Revista	Número de trabalhos
<i>ENGINEERING STRUCTURES</i>	3
<i>JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING</i>	2
<i>JOURNAL OF CONSTRUCTIONAL STEEL RESEARCH</i>	2
<i>APPLIED MECHANICS AND MATERIALS</i>	1
<i>CANADIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING</i>	1
<i>CIVIL-COMP PROCEEDINGS</i>	1
<i>INTERNATIONAL JOURNAL OF STEEL STRUCTURES</i>	1
<i>JOURNAL OF BUILDING ENGINEERING</i>	1
<i>JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING-ASCE</i>	1
<i>NIPPON STEEL TECHNICAL REPORT</i>	1
<i>PROCEEDINGS - 1994 ANNUAL TASK GROUP TECHNICAL SESSION, STRUCTURAL STABILITY RESEARCH</i>	1
<i>STEEL & COMPOSITE STRUCTURES</i>	1
<i>STRUCTURES</i>	1
<i>THIN-WALLED STRUCTURES</i>	1
<i>TUBULAR STRUCTURES - PROCEEDINGS OF THE 15TH INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TUBULAR STRUCTURES, ISTS 2015</i>	1

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

(conclusão)

Autores e ano	Título do trabalho	Número de citações
Sun <i>et al.</i> (2021)	<i>Experimental and theoretical modeling for predicting bending moment capacity of t-head square-neck one-side bolted endplate to tube column connection</i>	23
Macrae <i>et al.</i> (2004)	<i>Brace-beam-column connections for concentrically braced frames with concrete filled tube columns</i>	21
Dunberry, Leblanc e Redwood (1987)	<i>Cross-section strength of concrete-filled HSS columns at simple beam connections.</i>	19
Johansson (2003)	<i>Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns</i>	18
Mollazadeh e Wang (2016)	<i>New mechanism of load introduction into concrete-filled steel tubular columns</i>	15
Debate <i>et al.</i> (2023)	<i>Load transfer mechanism in concrete-filled steel tubular columns: developments, challenges and opportunities</i>	14
Hu, Chen e Huang (2011)	<i>Nonlinear finite element analysis of CFT-to-bracing connections subjected to axial compressive forces</i>	14
Kim e Choi (2017)	<i>Tensile Strength and Concrete Cone failure in CFT Connection with Internal Diaphragms</i>	10

Fonte: Elaborado pela autora (2025).

3.3 ANÁLISE BIBLIOGRÁFICA

Nesta etapa, os artigos selecionados pelo protocolo foram organizados e classificados de acordo com a configuração das ligações analisadas e a metodologia de pesquisa adotada. Adicionalmente a isso, destaca-se que foram incluídos nesta análise dois trabalhos referentes ao autor Shakir-Khalil (1992; 1993) que não foram encontrados pelo protocolo de busca, mas sim por citação direta de outros artigos. Ambos os trabalhos são antigos e de difícil acesso, no entanto, constatou-se que são utilizados como referência no tema de ligações simples aplicadas a pilares tubulares de aço de seção circular preenchidos com concreto. O Quadro 3.3 apresenta as categorias adotadas para a classificação e, nas seções 3.3.1 a 3.3.7, são apresentadas as análises e discussão dos estudos.

Quadro 3.3: Classificação dos artigos incluídos na análise bibliográfica

(continua)

Categoria	Quantidade de artigos
Estudos experimentais sobre ligações soldadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	6
Estudos que apresentam abordagem numérica a respeito de ligações soldadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	7
Estudos experimentais sobre ligações parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	3

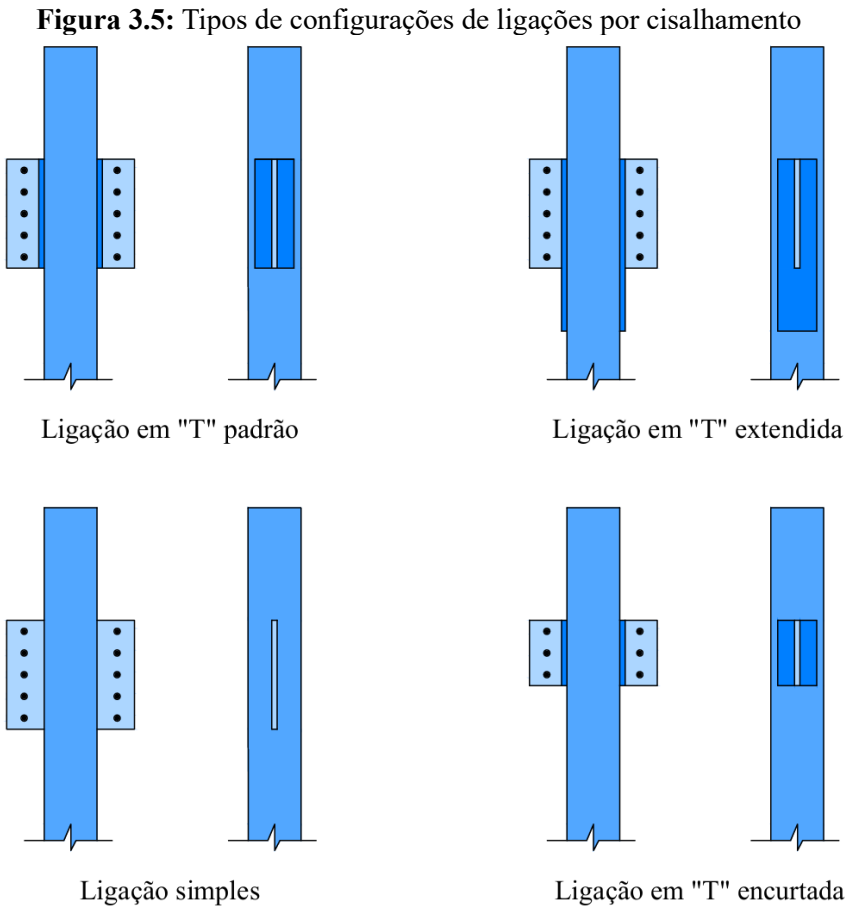
(conclusão)

Categoria	Quantidade de artigos
Estudos que apresentam abordagem numérica a respeito de ligações parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	3
Estudos analíticos ou teóricos sobre ligações soldadas ou parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto	2

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

3.3.1 Estudos experimentais a respeito de ligações soldadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

- Dunberry, Leblanc e Redwood (1987):
Investigaram a capacidade resistente de pilares CFST compactos e de seção quadrada, submetidos a carregamentos axiais e a carregamentos transmitidos por meio de diferentes configurações de ligações por cisalhamento (Figura 3.5).



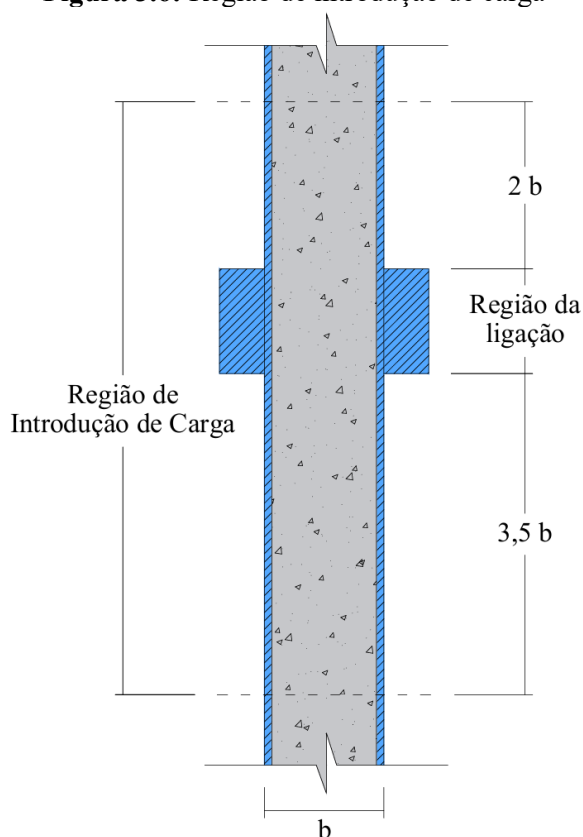
Fonte: Adaptado de Dunberry, Leblanc e Redwood (1987).

Os resultados indicaram a flambagem local do tubo de aço, abaixo da ligação, como modo predominante de falha, ocorrendo antes da seção transversal atingir sua capacidade resistente total. Observou-se também que o pinçamento, decorrente da rotação das ligações,

atuou como um mecanismo benéfico para a transferência de carga para o núcleo de concreto. Para conter a flambagem local prematura do tubo de aço abaixo da ligação, os autores propuseram o uso de um fator de redução para a resistência do concreto.

Além disso, Dunberry, Leblanc e Redwood (1987) definiram uma região de introdução de carga, no qual ocorre a transferência efetiva de forças, sendo compreendidos comprimentos acima (de $1b$ a $2b$), dentro e abaixo da ligação (de $3b$ a $3,5b$), em que b é a largura da seção transversal quadrada. Essa região está ilustrada na Figura 3.6.

Figura 3.6: Região de introdução de carga



Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

- Shakir-Khalil (1992):

Avaliou o comportamento de ligações simples ao cisalhamento aplicadas a pilares CFST de seção circular e vigas de aço em perfil I adjacentes. O autor investigou a influência da quantidade de furos na chapa de ligação, a presença de conectores de cisalhamento na interface, e a distância de aplicação do carregamento nas vigas, na capacidade resistente do pilar.

Os resultados evidenciaram um aumento na capacidade resistente do pilar para os corpos de prova com conectores na interface, com as chapas com mais furos e com a menor excentricidade do carregamento. As deformações concentraram-se na região da ligação, não

ultrapassando a distância equivalente a $1D$ acima e $0,5D$ abaixo dela, sendo D o diâmetro externo do pilar.

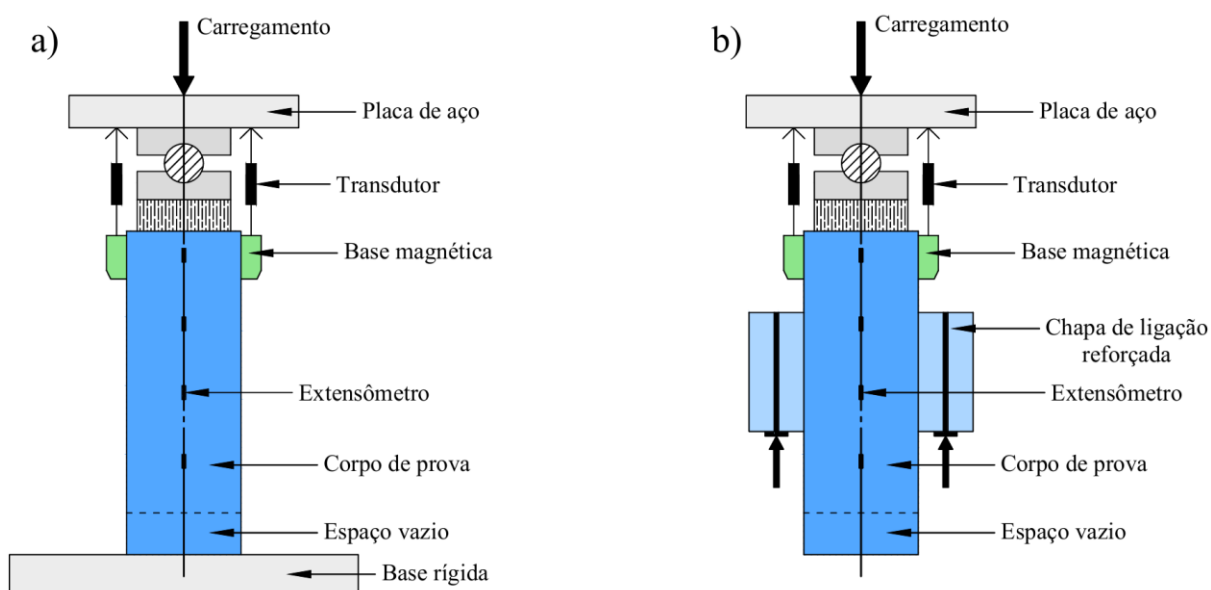
Adicionalmente, identificou-se a ocorrência do escoamento prematuro da parede do tubo na região inferior da ligação, fenômeno atribuído à combinação de tensões longitudinais de compressão, devido à força axial aplicada, em conjunto a tensões de tração (no plano transversal ao plano da alma das vigas, decorrente da força transmitida pelas vigas e da consequente rotação da ligação).

Cabe ainda ressaltar que esse estudo foi selecionado para a calibração e validação do modelo numérico da ligação, portanto será detalhadamente discutido na Seção 6.

- Shakir-Khalil (1993):

Realizou ensaios *push-out* para investigar o comportamento da interface de tubos de aço preenchidos com concreto sob a influência da geometria da seção transversal (circular e quadrada), da utilização de conectores de cisalhamento e da utilização chapas de ligações reforçadas soldadas à parede do tubo. O carregamento foi sempre aplicado no núcleo de concreto e as condições de contorno foram alteradas ao longo das séries ensaiadas: em algumas o tubo de aço foi apoiado em uma base rígida, em outras, o tubo foi apoiado por meio das chapas de ligação reforçadas, conforme Figura 3.7.

Figura 3.7: Condições de contorno dos ensaios: a) apoiado pela base e b) apoiado pela ligação



Fonte: Adaptado de Shakir-Khalil (1993).

Como conclusões, o autor destacou que as seções circulares apresentam maior capacidade resistente ao cisalhamento na interface em comparação às seções quadradas. Essa resistência aumentou com o uso de conectores de cisalhamento, por suportarem parte dos esforços cisalhantes na interface. Além disso, o apoio por meio das chapas de ligação reforçadas resultou em uma melhor aderência, atribuída efeito de pinçamento.

- Shimura, Okada e Yamaguchi (1998):

Avaliaram o desempenho à tração de ligações com diafragmas entre pilares circulares de aço preenchidos ou não com concreto (CFST e HST – *Hollow Steel Tubes*) e vigas metálicas.

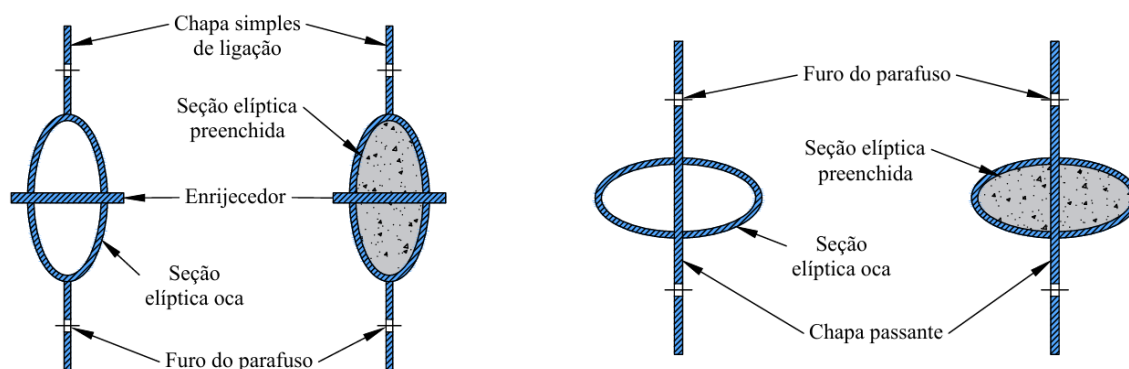
Os resultados experimentais da capacidade resistente ao escoamento por tração do tubo foram medidos e comparados com os calculados por meio do guia do Instituto de Arquitetura do Japão. Assim, foi demonstrado que, para os pilares preenchidos com concreto, os valores experimentais da capacidade resistente ao escoamento do tubo foram superiores aos calculados analiticamente e para os pilares sem preenchimento, os valores experimentais foram inferiores aos calculados.

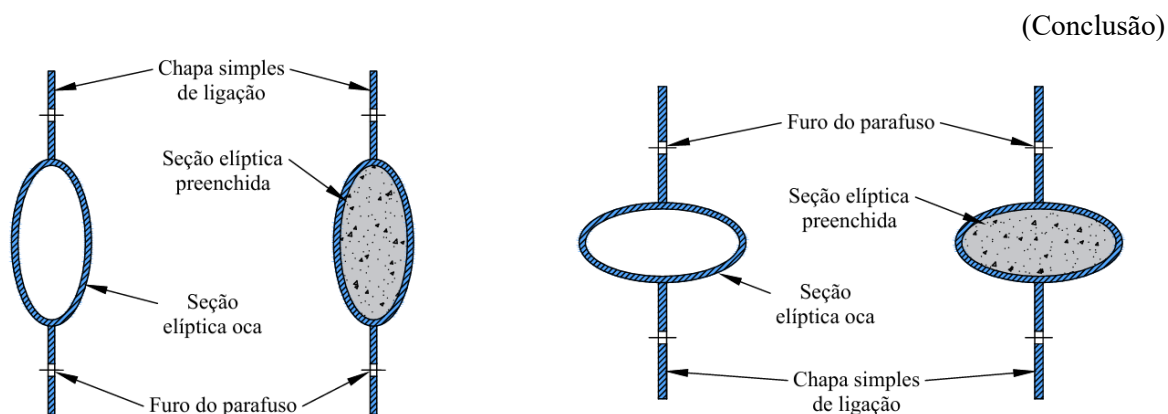
- Yang *et al.* (2015):

Conduziram ensaios para analisar o comportamento à rotação de ligações simples entre vigas metálicas e pilares tubulares de seção elíptica. Foram analisadas diferentes configurações de ligação, variando o preenchimento de concreto, a utilização de enrijecedores internos, e o detalhamento das chapas de ligação, soldadas na parede do tubo ou atravessando o pilar em torno do eixo de maior ou de menor inércia. Alguns exemplos das diferentes configurações de ligações analisadas estão ilustrados na Figura 3.8.

Figura 3.8: Exemplos de diferentes configurações de ligações para pilares elípticos

(Continua)





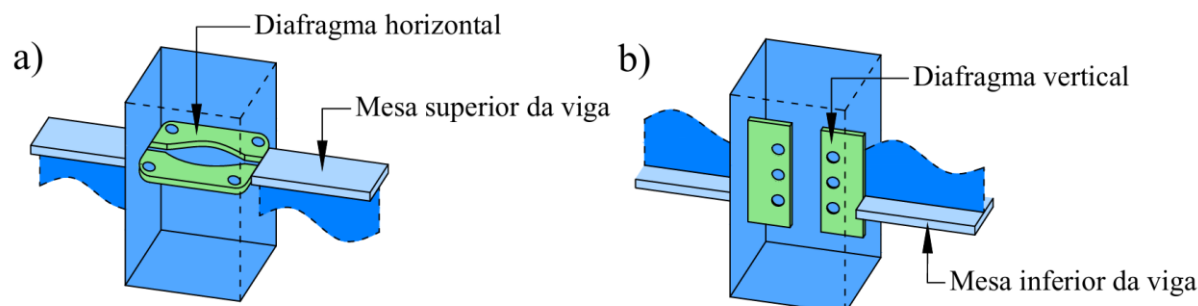
Fonte: Adaptado de Yang *et al.* (2015).

Para os pilares sem preenchimento, os ensaios indicaram que a flambagem local do tubo foi o modo de falha principal para os pilares sem preenchimento, e os enrijecedores influenciaram positivamente na capacidade resistente. Para os pilares preenchidos, o núcleo de concreto restringiu consideravelmente as deformações no tubo. O modo de falha para esses elementos foi a ruptura dos parafusos da ligação por cisalhamento. Adicionalmente, identificou-se que, em todos os casos, o momento máximo foi maior para as ligações em pilares preenchidos. A configuração por meio da chapa atravessando o tubo na direção do eixo de menor inércia foi a que apresentou a maior capacidade resistente nos dois casos (pilares preenchidos e pilares ocos).

- Kim e Choi (2017):

Estudaram o desempenho estrutural à tração de ligações com diafragma interno entre pilar CFST de seção quadrada e vigas de aço em perfil I. As ligações foram detalhadas com diafragmas horizontais posicionados na região superior e diafragmas verticais perfurados alocados na região inferior, conforme Figura 3.9. O comportamento estrutural foi avaliado considerando a influência do preenchimento dos pilares com concreto, do formato do diafragma horizontal, do eixo de aplicação de carregamento, além da espessura e quantidade de furos do diafragma vertical.

Figura 3.9: Detalhamento da ligação por diafragmas internos a) na região superior da ligação e b) na região inferior da ligação



Fonte: Adaptado de Kim e Choi (2017).

De acordo com os resultados, o formato dos diafragmas horizontais e a variação do eixo de carregamento influenciaram significativamente na rigidez inicial e força máxima suportada pela ligação para os pilares sem preenchimento. A espessura e a quantidade de furos dos diafragmas verticais não contribuíram com o aumento da rigidez inicial, mas sim com a capacidade resistente de pilares preenchidos. Já o preenchimento com concreto gerou o maior impacto no desempenho dos pilares, independentemente das demais variáveis.

O Quadro 3.4 apresenta uma síntese das principais informações dos artigos abordados neste tópico.

Quadro 3.4: Síntese de informações dos estudos experimentais a respeito de ligações soldadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

(Continua)

Autor e Ano	Formato do tubo	Tópico abordado	Principais considerações
Dunberry, Leblanc e Redwood (1987)	Quadrado	Introdução de carga em ligações simples ao cisalhamento	Pinçamento é benéfico para a introdução de carga; Coeficiente de redução aplicado à resistência do concreto; Definição de região de introdução de carga.
Shakir-Khalil (1992)	Circular	Comportamento de ligações simples ao cisalhamento	Aumento da capacidade resistente com conectores, mais furos nas chapas e menor excentricidade de carregamento; Escoamento prematuro na parede do tubo.
Shakir-Khalil (1993)	Circular e quadrado	Comportamento da interface	Maior resistência ao cisalhamento em seções circulares e com o uso de conectores; Efeito de pinçamento aumenta a aderência.
Shimura, Okada e Yamaguchi (1998)	Circular	Desempenho à tração de ligações com diafragma externo	Capacidade resistente ao escoamento experimental superior aos cálculos analíticos para pilares preenchidos.
Yang <i>et al.</i> (2015)	Elíptico	Desempenho à rotação de ligações simples ao cisalhamento	Maior capacidade resistente para a configuração de chapas atravessando o tubo na direção do eixo de menor inércia.

(Conclusão)

Autor e Ano	Formato do tubo	Tópico abordado	Principais considerações
Kim e Choi (2017)	Quadrado	Desempenho à tração de ligações com diafragma interno	Diafragmas horizontais e o eixo de carregamento influenciam na rigidez e capacidade resistente de pilares ocos; Diafragmas verticais contribuem com a capacidade resistente dos pilares preenchidos.

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

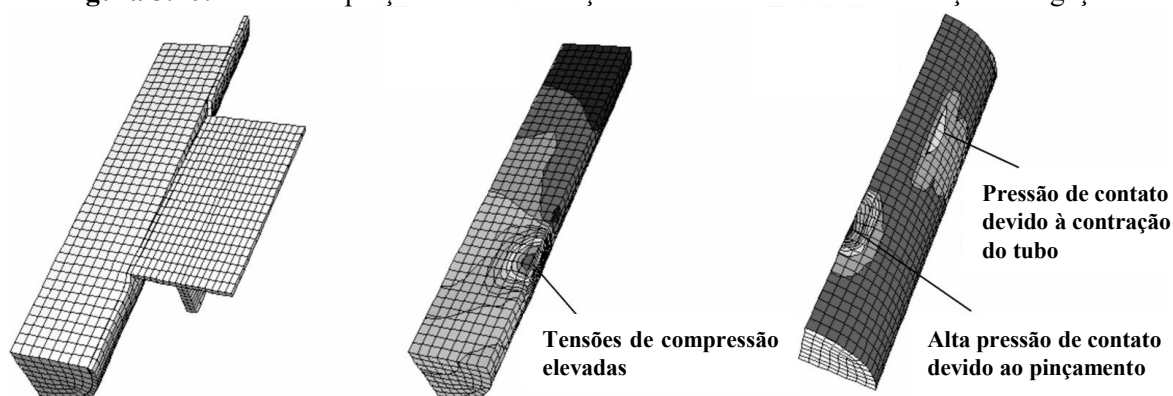
3.3.2 Estudos que apresentam abordagem numérica a respeito de ligações soldadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

- Johansson (2003):

Conduziu análises numéricas, via *software* Abaqus®, para investigar a situação de tensões e os mecanismos de transferência de carga em torno de duas configurações distintas de ligações entre pilares CFST de seção circular e vigas de aço: (i) por meio de chapas soldadas à parede do tubo e (ii) por meio de uma chapa atravessando todo o pilar. O modelo foi calibrado com base nos ensaios de Shakir-Khalil (1992; 1993).

As simulações da ligação (i) indicaram que o tubo de aço possui elevada capacidade de transferência de carga por cisalhamento para o núcleo de concreto, atribuída, principalmente, aos efeitos de pinçamento e contração do tubo decorrentes da rotação da ligação (Figura 3.10). A aderência resistente alcançada foi superior aos valores de projeto fornecidos pelo EN 1994-1-1 (CEN, 2004), evidenciando certo conservadorismo quanto ao dimensionamento de ligações por chapas soldadas.

Figura 3.10: Efeitos de pinçamento e contração do tubo decorrentes da rotação da ligação

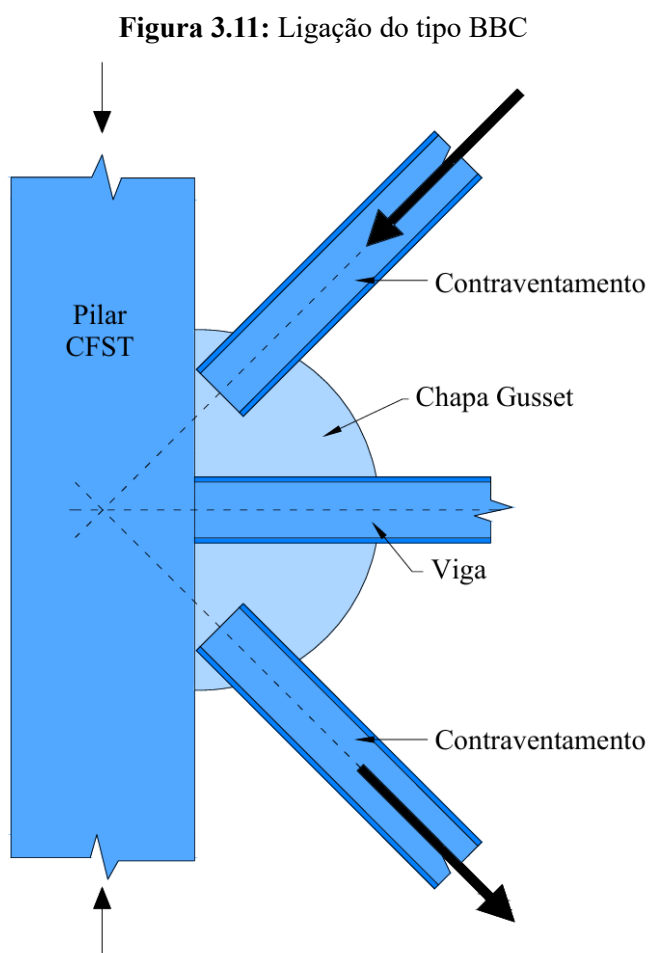


Fonte: Adaptado de Johansson (2003).

Com relação à ligação (ii), a transferência de carga ocorreu por meio do apoio direto no núcleo de concreto, resultando em menor dependência das condições da interface para garantir a eficiência da ligação. Portanto, identificou-se que esse tipo de ligação é mais adequado para o uso de concretos de maior resistência, que demandam uma maior transferência de carga.

- MacRae et al. (2004):

Analísaram numérica e experimentalmente a distribuição de forças em ligações de cisalhamento do tipo viga-contraventamento-pilar (BBC – *Beam-Brace-Column*) utilizando chapas do tipo *Gusset* inseridas em pilar CFST de seção circular, conforme Figura 3.11. Os modelos numéricos foram desenvolvidos no *software* Abaqus® e o estudo experimental foi realizado para verificar a confiabilidade dos modelos e avaliar o desempenho da ligação BBC perante a diferentes detalhes da chapa *Gusset*: lisa, nervurada, perfurada, e com conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (Nelson stud 3/4" × 3-3/8"), com um comprimento final de 75 mm.



Fonte: Adaptado de MacRae et al. (2004).

Os resultados demonstraram que o apoio direto da chapa no concreto é o mecanismo principal de transferência de forças na ligação, sendo o atrito um mecanismo inseguro. Adicionalmente, os conectores foram ineficazes na transferência de carga, devido ao

deslizamento na interface entre o aço e o concreto não ser suficiente para ativar sua capacidade. Embora as chapas com furos tenham apresentado boa capacidade de transferência, as nervuras mostraram-se como o mecanismo mais eficaz, devido à maior interação com o concreto.

- Hu, Chen e Huang (2011):

Investigaram numericamente, pelo *software* Abaqus®, o comportamento de ligações por meio de chapa passante em pilares CFST de seção circular, submetidas à compressão axial. As análises foram realizadas considerando variações nas espessuras e a presença de recortes circulares nas chapas e as proporções de carregamento aplicado no pilar e na ligação.

As simulações numéricas indicaram que o aumento da força aplicada no topo do pilar e da espessura das chapas resultou no breve aumento da capacidade resistente do pilar. A utilização de chapas com furos também elevou a capacidade resistente do pilar, no entanto, resultou no aumento nas deformações locais abaixo da ligação. Com relação às técnicas de modelagem, o valor do coeficiente de atrito entre as superfícies em contato (concreto e tubo ou chapa) apresentou influência desprezível no comportamento global da ligação.

- Men, Guo e Shi (2012):

Desenvolveram modelos numéricos pelo MEF de ligações mistas de aço e concreto submetidas a momento fletor. Foram modelados três tipos de ligação, incluindo entre pilar CFST de seção quadrada e viga metálica em perfil “I”, no *software* Abaqus®. O estudo apresentou todas as técnicas de modelagem utilizadas: tipo de elemento, modelo constitutivo dos materiais, condições de contorno, aplicação do carregamento e as características da interface entre o aço e o concreto.

Para cada ligação, foram plotadas três curvas do tipo carregamento lateral-deslocamento lateral que foram eficazes na representação de resultados experimentais.

- Mollazadeh e Wang (2014):

Realizaram um estudo numérico a fim de reexaminar o mecanismo de introdução de carga em ligações por cisalhamento entre pilares CFST de seção quadrada e vigas de aço adjacentes. O modelo foi calibrado com base nos ensaios de Dunberry, Leblanc e Redwood (1987).

Por meio de uma análise paramétrica conduzida no *software* Abaqus®, os autores identificaram que a introdução de carga da ligação para o núcleo de concreto ocorre por cisalhamento ao longo do comprimento da ligação e acima dela, contrariamente ao que foi

definido por Dunberry, Leblanc e Redwood (1987). A insuficiência desse comprimento resulta em uma introdução de carga incompleta e na redução da capacidade resistente última do pilar.

A partir dessas percepções, os autores propuseram um método para calcular a capacidade resistente da seção transversal do pilar, o qual demonstrou alta precisão em comparação com os resultados das simulações numérica.

- Mollazadeh e Wang (2016a):

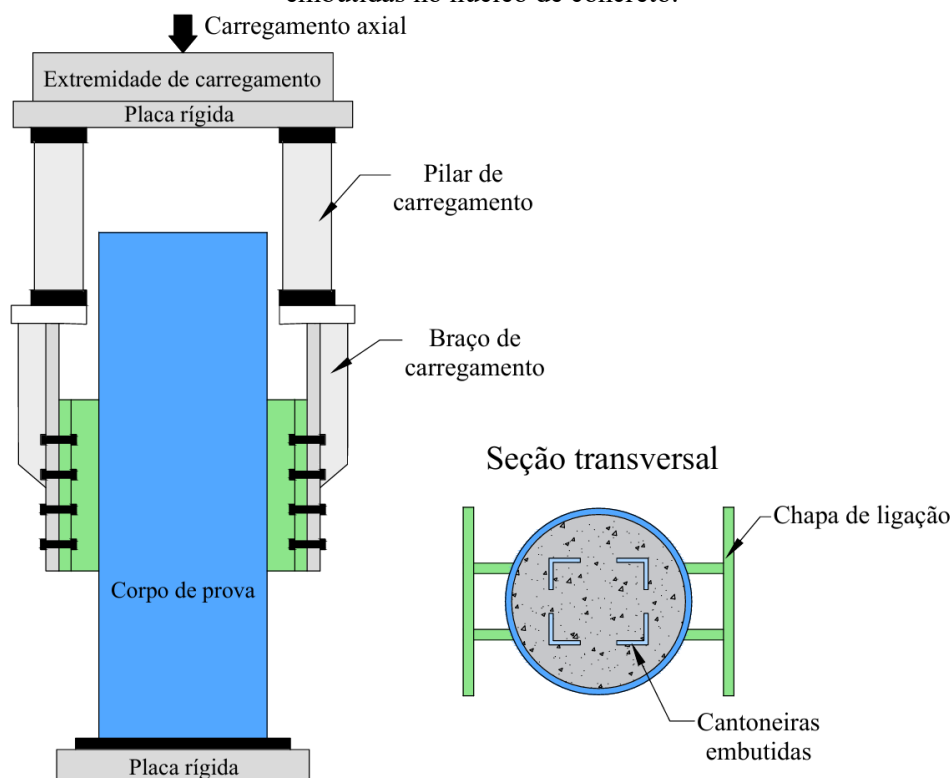
Realizaram ensaios experimentais e simulações numéricas com o objetivo de confirmar o mecanismo de introdução de carga identificado no estudo numérico de Mollazadeh e Wang (2014). Adicionalmente, avaliou-se a eficácia da modificação de diferentes detalhes construtivos com relação à capacidade resistente do pilar e à forma como o carregamento é introduzida da ligação para o núcleo de concreto.

Os resultados confirmaram que a introdução de carga ocorre no comprimento acima e dentro da ligação, podendo-se estender até o topo do pilar, contrariando as limitações sugeridas pelas normas. Além disso, foi evidenciado que nenhuma modificação nos detalhes construtivos abaixo da ligação resulta no aumento da capacidade resistente do pilar. Portanto, os autores concluíram que a capacidade total do pilar só é atingida quando o comprimento de introdução de carga é suficiente para assegurar a transferência de esforços.

- Xu et al. (2021):

Conduziram uma investigação experimental e numérica a respeito da introdução de carga e da transferência de cisalhamento em ligações simples executadas por meio de duas chapas soldadas na parede do tubo de aço, com foco nos mecanismos de aderência e apoio direto. O estudo foi aplicado a pilares CFST circulares contendo cantoneiras de aço embutidas no núcleo, submetidos ao carregamento axial através da ligação, conforme Figura 3.12.

Figura 3.12: Arranjo experimental dos ensaios aplicados aos pilares CFST com cantoneiras de aço embutidas no núcleo de concreto.



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

Os ensaios demonstraram que a força externa foi efetivamente introduzida e transferida entre os componentes da ligação mista. Os modos de falha observados foram a flambagem da parede do tubo logo abaixo da ligação e a flambagem das cantoneiras embutidas, identificada após a falha do pilar. Além disso, os modelos numéricos, desenvolvidos no *software* Abaqus®, foram capazes de representar com precisão esses comportamentos observados.

Adicionalmente, por meio de uma análise paramétrica, os autores identificaram que a introdução de carga ocorre principalmente no comprimento acima e dentro da ligação. Também foi recomendado que a transferência de cargas via aderência direta seja considerada apenas para pilares compactos. Para pilares esbeltos, sugeriu-se a utilização de anéis de reforço para garantir a transferência por apoio direto. Por fim os autores propuseram uma abordagem de projeto incluindo um valor nominal para a tensão de aderência na região de introdução de carga.

O Quadro 3.5 apresenta uma síntese das principais informações dos artigos abordados neste tópico.

Quadro 3.5: Síntese de informações dos estudos com abordagem numérica a respeito de ligações soldadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

Autor e Ano	Metodologia	Formato do tubo	Tópico abordado	Principais considerações
Johansson (2003)	Numérico	Circular	Mecanismos de transferência de carga em ligações simples e por chapa passante	Efeitos de pinçamento e contração do tubo aumentam a capacidade de transferência de carga; Aderência resistente maior em comparação à norma europeia.
MacRae <i>et al.</i> (2004)	Experimental e numérico	Circular	Distribuição de forças em ligações por chapa passante	Apoio da chapa no concreto é o principal mecanismo de transferência de carga da ligação; Conectores de cisalhamento são ineficazes na transferência de carga; Utilização de chapas nervuradas aumenta a eficácia da transferência.
Hu, Chen e Huang (2011)	Numérico	Circular	Comportamento à compressão de ligações por chapa passante	Aumento da força aplicada no topo do pilar e da espessura das chapas eleva a capacidade resistente do pilar; Valor do coeficiente de atrito do modelo numérico não tem influência no comportamento da ligação.
Men, Guo e Shi (2012)	Numérico	Quadrado	Modelagem de ligações submetidas à momento	Modelos numéricos foram eficazes na representação de resultados experimentais.
Mollazadeh e Wang (2014)	Numérico	Quadrado	Mecanismo de introdução de carga em ligações simples	Introdução de carga ocorre ao longo do comprimento da ligação e acima dela; Proposta de modelo analítico compatível com os numéricos.
Mollazadeh e Wang (2016a)	Experimental e numérico	Quadrado	Mecanismo de introdução de carga em ligações simples	Confirmação do comprimento de introdução de carga sugerido em Mollazadeh e Wang (2014); Capacidade total do pilar só é atingida quando o comprimento de introdução de carga é suficiente.
Xu <i>et al.</i> (2021)	Experimental e numérico	Circular	Introdução de carga em ligações simples (cantoneiras embutidas no núcleo de concreto)	Introdução de carga ocorre ao longo do comprimento da ligação e acima dela; Transferência via cisalhamento é recomendada apenas para pilares compactos.

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

3.3.3 Estudos experimentais a respeito de ligações parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

- Prion e Mclellan (1994):

Estudaram experimentalmente o comportamento de ligações por parafuso passante em pilares CFST de seção quadrada e vigas. Os corpos de prova foram submetidos a um arranjo cruciforme de carregamento com braço de momento variável.

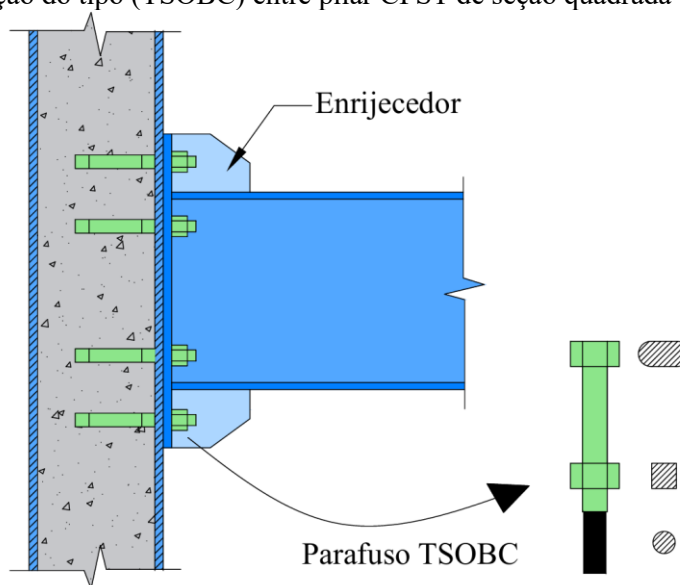
De acordo com os ensaios, a resistência ao esmagamento entre os parafusos e o concreto foi identificada como principal mecanismo de transferência de carga, o atrito entre a parede do

tubo e o núcleo do concreto também foi significativo, porém menos confiável. Os autores evidenciaram que as ligações por parafusos passantes são eficientes para transferir altas forças de cisalhamento para pilares CFST, de modo que a capacidade ao cisalhamento do parafuso foi o fator limitante da capacidade resistente da ligação.

- Sun et al. (2021):

Estudaram experimental e analiticamente o desempenho à flexão de ligações parafusadas unilaterais com parafusos tipo “T” com pescoço quadrado (TSOBCs – *T-head Square-neck One-side Bolted Connections*), aplicadas a pilares quadrados de aço (SSHS – *Square Steel Hollow Sections*) e vigas em perfil “H”, conforme Figura 3.13. Avaliou-se a influência dos padrões de disposição dos furos dos parafusos (vertical e horizontal) e de medidas de reforço (enrijecedores na placa de extremidade e preenchimento com concreto) nas propriedades mecânicas das TSOBCs.

Figura 3.13: Ligação do tipo (TSOBC) entre pilar CFST de seção quadrada e viga em perfil “H”



Fonte: Adaptado de Sun et al. (2021).

Pelos ensaios, foram identificados quatro modos de falha principais, envolvendo a interação entre o escoamento da parede do pilar, escoamento da chapa de extremidade, cisalhamento dos furos, flambagem da mesa da viga e fissuração do concreto. As ligações sem reforço apresentaram rigidez inicial semelhante à da ligação tradicional de lado duplo (SDBC – *Standard Double-sides Bolted Connections*), mas a capacidade resistente final foi inferior. A adição de enrijecedores na chapa de extremidade elevou o momento de escoamento e o

momento último, enquanto o preenchimento com concreto elevou significativamente a rigidez inicial e a capacidade resistente.

Os autores propuseram um modelo analítico, em concordância com os resultados experimentais, para prever capacidade resistente das ligações estudadas.

- Debnath e Chan (2022):

Analisaram experimentalmente o comportamento ao cisalhamento de ligações com parafusos cegos aplicados a pilares CFST de seção quadrada. Avaliou-se a influência da espessura do tubo, do preenchimento de concreto, do comprimento de embutimento do parafuso e da resistência do concreto no desempenho da ligação.

Como resultado, foi identificado que o preenchimento com concreto aumentou significativamente a rigidez e a capacidade resistente da ligação além de auxiliar na contenção da flexão do parafuso. O aumento no comprimento do parafuso potencializou a transferência de carga para o núcleo de concreto, retardando o escoamento do tubo, entretanto não influenciou no modo de falha: todas as ligações ensaiadas falharam por cisalhamento dos parafusos.

Por fim, os autores propuseram uma equação, baseada nos resultados experimentais, que fornece previsões mais precisas do que as normas existentes quanto a capacidade resistente dos parafusos.

O Quadro 3.6 apresenta uma síntese das principais informações dos artigos abordados neste tópico.

Quadro 3.6: Síntese de informações dos estudos experimentais a respeito de ligações parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

Autor e Ano	Formato do tubo	Tópico abordado	Principais considerações
Prion e Mclellan (1994)	Quadrado	Comportamento de ligações por parafuso passante	Resistência ao esmagamento entre os parafusos e o concreto é o principal mecanismo de transferência de carga; Capacidade ao cisalhamento do parafuso é limitante para a capacidade resistente da ligação.
Sun <i>et al.</i> (2021)	Quadrado	Desempenho à flexão de ligações TSOBCs	Enrijecedores na chapa de extremidade elevam a capacidade resistente da ligação; O reenchimento com concreto eleva a rigidez inicial e a capacidade resistente da ligação.
Debnath e Chan (2022)	Quadrado	Comportamento ao cisalhamento de ligações com parafusos cegos	O preenchimento com concreto aumenta a capacidade resistente da ligação e auxiliou na contenção da flexão do parafuso; O aumento do comprimento do parafuso potencializa a transferência de carga.

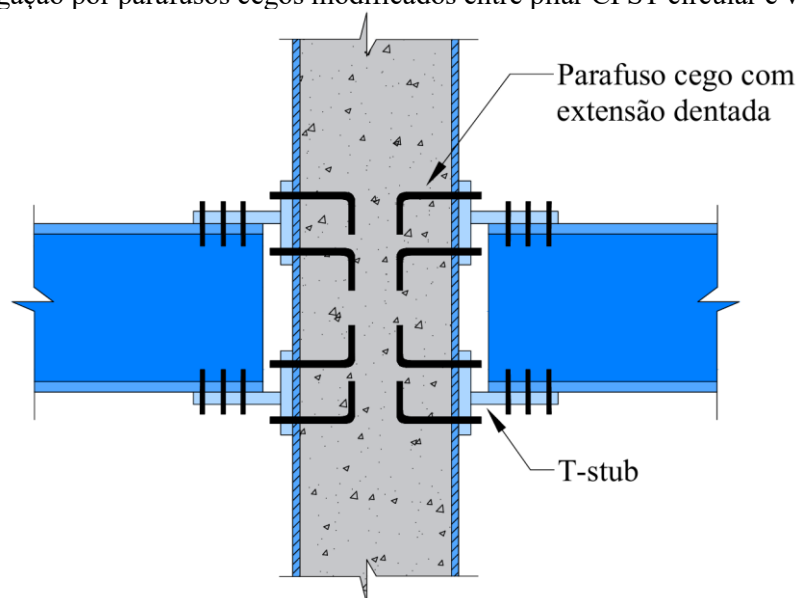
Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

3.3.4 Estudos que apresentam abordagem numérica a respeito de ligações parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

- Yao, Goldsworthy e Gad (2008):

Avaliaram o comportamento estrutural de uma ligação resistente a momento, aplicada a pilares circulares de aço preenchidos com concreto, executada utilizando parafusos cegos modificados com extensões dentadas (*cogged extensions*), conforme Figura 3.14. Nesse sentido, foram realizados ensaios de tração em ligações *T-stub* e ensaios de arrancamento, além do desenvolvimento de um modelo 3D no *software* ANSYS® da ligação *T-stub*, considerando não linearidades físicas, geométricas e de contato.

Figura 3.14: Ligação por parafusos cegos modificados entre pilar CFST circular e viga em perfil “T”



Fonte: Adaptado de Yao, Goldsworthy e Gad (2008).

Os resultados do estudo demonstraram que a ligação oferece boa capacidade resistente e rigidez. As extensões dentadas foram eficazes em aliviar a concentração de tensão na parede do tubo e permitir transferência de carga para o concreto. Assim, a utilização de ligações com parafusos cegos com extensões dentadas mostrou-se eficaz com relação à transferência de momentos entre viga e pilar em sistemas construtivos mistos de aço e concreto.

- Kataoka e El Debs (2012):

Analisaram numericamente, por meio de modelos 2D e 3D, o comportamento de ligações parafusadas com chapa de extremidade entre pilares CFST e vigas de aço. Foram realizadas análises não lineares calibradas com base em resultados experimentais em escala real.

O estudo demonstrou que modelos numéricos simples podem ser suficientes para avaliar alguns aspectos das ligações, como o comportamento força-deslocamento. No entanto, para a obtenção de resultados mais robustos e precisos, os autores recomendam a utilização de modelos mais refinados.

- Kharoob, Ghazy e Yossef (2017):

Realizaram um programa experimental a respeito de ligações unilateral parafusada em pilares retangulares de aço preenchidos com concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço. Investigou-se o efeito da proporção de fibras de aço no concreto e da espessura das chapas de extremidade nas propriedades mecânicas da ligação.

Os resultados do ensaio indicaram que o aumento da proporção de fibras no concreto elevou a rigidez inicial, a deflexão máxima da viga de aço, a deformação última da chapa de extremidade e as deformações da zona de painel. Além disso, a capacidade de rotação das ligações foi superior aos limites recomendados pela norma americana AISC 341(ANSI, 2010), evidenciando que a utilização de fibras pode aprimorar o desempenho à rotação de ligações viga-pilar CFST. Os autores também desenvolveram um modelo numérico no Abaqus® que apresentou boa previsão das curvas momento-rotação e dos modos de falha experimentais.

O Quadro 3.7 apresenta uma síntese das principais informações dos artigos abordados neste tópico.

Quadro 3.7: Síntese de informações dos estudos com abordagem numérica a respeito de ligações parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

Autor e Ano	Metodologia	Formato do tubo	Tópico abordado	Principais considerações
Yao, Goldsworthy e Gad (2008)	Experimental e numérico	Circular	Comportamento à tração de ligações por parafusos cegos com extensões dentadas	Ligação oferece boa capacidade resistente e rigidez; Extensões dentadas são eficazes na transferência de carga pelo alívio de tensões na parede do tubo.
Kataoka e el Debs (2012)	Numérico	-	Comportamento de ligações parafusadas com chapa de extremidade	Modelos numérico básicos são suficientes para resultados simples; Resultados mais precisos requerem a utilização de modelos mais refinados.
Kharoob, Ghazy e Yossef (2017)	Experimental e numérico	Retangular	Propriedades mecânicas de ligações unilaterais de momento frente a utilização de concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço	Maior teor de fibras eleva a rigidez inicial, a deflexão máxima da viga, a deformação última da chapa de extremidade e as deformações da zona de painel; Capacidade de rotação das ligações foram superiores aos limites do AISC.

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

3.3.5 Estudos analíticos ou teóricos a respeito de ligações soldadas ou parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

- Mollazadeh e Wang (2016b):

Apresentaram implicações de projeto para o novo mecanismo de introdução de carga previamente proposto (Mollazadeh; Wang, 2014; 2016a). Assim, assumindo que a introdução de carga ocorre ao longo do comprimento do pilar na região de ligação e acima dela, os autores propuseram métodos analíticos de cálculo considerando situações distintas: (i) para calcular a capacidade resistente da seção transversal nos casos de introdução de carga completa e incompleta; (ii) para estimar a capacidade resistente de pilares globalmente esbeltos com introdução de carga incompleta, incorporando um fator de redução na rigidez à flexão da seção; (iii) para determinar a capacidade resistente da seção transversal de pilares submetidos à combinação de compressão e momento fletor, com introdução de carga incompleta e sem levar em consideração a redução na capacidade resistente a momento; (iv) para avaliar a região do pilar acima da ligação em situação de temperatura ambiente e em situação de incêndio.

- Debnath, Xu e Chan (2023):

Apresentaram uma revisão a respeito dos mecanismos de introdução de carga em pilares CFST. O objetivo do artigo é fornecer informações a respeito de estudos e potenciais lacunas sobre o tema com foco no comportamento da interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, na transferência de carga via cisalhamento, na transferência de carga por meio do suporte de parafusos cegos e interação entre esses mecanismos.

O Quadro 3.8 apresenta uma síntese das principais informações dos artigos abordados neste tópico.

Quadro 3.8: Síntese de informações dos estudos analíticos ou teóricos a respeito de ligações soldadas ou parafusadas aplicadas a pilares tubulares de aço preenchidos com concreto

Autor e Ano	Formato do tubo	Tópico abordado	Principais Conclusões
Mollazadeh e Wang (2016b)	Quadrado	Implicações de projeto considerando novo mecanismo de introdução de carga	Forneceram métodos analíticos de cálculo considerando casos de introdução de carga incompleta, de pilares esbeltos, de compressão e momento combinados e situação de incêndio.
Debnath, Xu e Chan (2023)	Circular e quadrado	Revisão a respeito de mecanismos de introdução de carga	Apresentaram potenciais lacunas a respeito do comportamento da interface do pilar CFST, da transferência de carga via cisalhamento e por meio do suporte de parafusos cegos.

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

3.3.6 Lacunas identificadas

Durante a análise bibliográfica dos trabalhos citados, diferentes lacunas do conhecimento foram identificadas. Ao organizá-las cronologicamente, tem-se que:

- Dunberry, Leblanc e Redwood (1987) identificaram certa capacidade pós escoamento para *stub columns* preenchidos em comparação aos sem preenchimento, no entanto defendem a necessidade de estudos para comprovar essa melhoria da ação de flambagem em pilares CFST. Adicionalmente, Dunberry, Leblanc e Redwood (1987) verificaram que a adoção do fator α igual a 1,0 na equação da força de esmagamento do pilar com ligações simples resultou em maior concordância com os ensaios (o valor sugerido pelas normas é 0,85), e sugerem que o confinamento do concreto pelo tubo pode ter contribuído para esse comportamento. Essa percepção não foi confirmada e abre espaço para estudos futuros;
- Shakir-Khalil (1993) mencionou que em muitos dos ensaios as solicitações registradas superaram àquelas para as quais as chapas de ligação reforçadas foram projetadas, levando à falha do suporte em vez da falha pelo deslizamento do concreto. Essa percepção sugere conservadorismo no dimensionamento dos elementos de ligação;
- Johansson (2003) reconheceu a necessidade de aprofundar o conhecimento a respeito da verdadeira situação de tensões em torno de ligações simples em pilares de CFST para entender a transferência de carga e a interação entre o núcleo de concreto e o tubo de aço. Além disso, o autor demonstrou que a aderência resistente alcançada numericamente foi muito superior à previsão fornecida pelo EN 1994-1-1 (CEN, 1992), destacando que a transferência de esforços deve ser estudada localmente, contabilizando a possibilidade de maiores pressões de contato;
- Yao, Goldsworthy e Gad (2008) defenderam a necessidade de ensaios adicionais para aprimorar a representação estatística da pressão de confinamento promovida ao concreto pelo arrancamento dos parafusos com extensão dentada. Adicionalmente, os autores mencionam que pesquisas futuras explorarão o potencial para aumentar a ductilidade da ligação, uma vez que o foco principal do estudo em questão se concentrou na rigidez e na capacidade resistente da ligação;
- Hu, Chen e Huang (2011) apontaram que os resultados das análises numéricas para os modelos com chapas com recortes divergiram dos resultados do experimento. Essa

divergência ressalta a necessidade de estudos adicionais a respeito do efeito dos furos nas chapas passantes no desempenho estrutural dos pilares CFST;

- Mollazadeh e Wang (2014) mencionaram que a tensão de aderência é influenciada por diferentes fatores, embora normas recomendem valores fixos e outros estudos sugeriam valores máximos distintos, abordagem também seguida pelos autores. Dessa forma, as incertezas quanto à aplicação do valor de tensão de aderência correto e como considerá-lo tornam-se evidentes, destacando-se como uma área que necessita de estudos. Além disso, as novas percepções sobre o mecanismo de introdução de carga foram parte de um estudo exploratório, necessitando de novos estudos para a sua confirmação;
- Mollazadeh e Wang (2016a) afirmaram que o comprimento de introdução de carga para ligações simples pode ser estendido até o topo do pilar e não é limitado aos comprimentos do EN 1994-1-4 (CEN, 2004) e do AISC 360 (ANSI, 2010). Sugerindo que essas considerações devem ser revisadas;
- Kharoob, Ghazy e Yossef (2017) propuseram um coeficiente de deflexão para considerar a utilização de concreto reforçado com fibras de aço nos modelos de cálculo da rigidez inicial da ligação unilateral parafusada. No entanto, mencionam que estudos são necessários para compreender a influência de outros parâmetros na rigidez inicial de diferentes ligações;
- Xu *et al.* (2021) comentaram sobre a necessidade de estudos experimentais para avaliar os efeitos de diferentes condições de contorno em ligações simples aplicadas a pilares CFST com cantoneiras embutidas. Também indicaram que é necessário investigar novos mecanismos de transferência de carga para pilares com elevada taxa de reforço das cantoneiras, pois a aderência resistente não é suficiente para suprir a demanda de cisalhamento;
- Debnath e Chan (2022) destacaram que a configuração de ligação com um único parafuso cego estendido funciona como diretriz preliminar, destacando a necessidade de experimentos a respeito de ligações que considerem a utilização de grupos desses parafusos. Os autores também sugerem a realização de estudos adicionais que avaliem a interação entre carregamentos de tração e cisalhamento combinados para ligações com parafusos cegos padrão e estendidos;

- Debnath, Xu e Chan (2023) reforçaram a necessidade do desenvolvimento de modelos de cálculos mais precisos para a previsão da aderência resistente na interface. Além disso, os autores destacam que investigações adicionais devem ser conduzidas para garantir a compreensão do equilíbrio de deformações entre o núcleo de concreto e o tubo de aço na região acima da ligação, a fim de avaliar a capacidade resistente do pilar acima da ligação para suportar a carga transferida. Debnath, Xu e Chan (2023) ainda mencionam que não existem estudos a respeito do comprimento de introdução de carga para ligações com parafusos ancorados, bem como a carência de pesquisas sobre diferentes posições de parafusos cegos no desempenho da ligação.

O Quadro 3.9 apresenta a síntese das lacunas descritas e os autores correspondentes a cada uma delas.

Quadro 3.9 : Lacunas identificadas e as referências

Lacuna	Referências
Comportamento global de pilares CFST com ligações simples	Dunberry, Leblanc e Redwood (1987)
Aderência resistente na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto para transferência de carga em ligações simples	Johansson (2003) Mollazadeh e Wang (2014) Debnath, Xu e Chan (2023)
Revisão do conservadorismo e de critérios de dimensionamento dos elementos de ligações simples	Shakir-Khalil (1993)
Mecanismos de introdução e transferência de carga em ligações simples	Johansson (2003) Mollazadeh e Wang (2016a) Xu <i>et al.</i> (2021) Debnath, Xu e Chan (2023)
Efeito da pressão de confinamento local gerada por ligações utilizando parafusos com extensão dentadas no núcleo de concreto.	Yao, Goldsworthy e Gad (2008)
Investigação da ductilidade de ligações parafusadas com extensões dentadas	Yao, Goldsworthy e Gad (2008)
Influência de diferentes parâmetros na previsão da rigidez inicial de ligações parafusadas em pilares preenchidos com concreto reforçado com fibras de aço	Kharoob, Ghazy e Yossef (2017)
Efeito de detalhes construtivos para ligações com chapa passante	Hu <i>et al</i> (2011)
Comportamento de ligações com parafusos cegos	Debnath e Chan (2022) Debnath, Xu e Chan (2023)
Estudo do comprimento de introdução de carga para ligações com parafusos ancorados	Debnath, Xu e Chan (2023)

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

3.3.7 Discussão e análise crítica

A análise dos artigos indicou uma escassez de estudos a respeito de ligações simples ao cisalhamento na literatura. Identificaram-se oito trabalhos dedicados especificamente ao tema e dois trabalhos que o abordaram de maneira mais abrangente. Em contraste, outros estudos constatados na RSL compreenderam diferentes detalhes de ligação: como por chapa passante,

com diafragmas e parafusadas com configurações variadas, o que os evidencia como campos de pesquisa recorrentes. Apesar do número reduzido de publicações, os trabalhos a respeito de ligações simples dão ênfase à introdução de carga, fato que reitera sua importância para o dimensionamento dessas ligações.

Para os pilares de seção quadrada, os estudos a respeito deste fenômeno iniciaram com Dunberry, Leblanc e Redwood (1987), que apresentaram a definição de comprimento de introdução de carga, composto pela região acima, dentro e abaixo da ligação. Esse conceito consolidou-se como referência para todos os estudos seguintes. Mollazadeh e Wang (2014; 2016a), contudo, apresentaram novas percepções sobre o comprimento recomendado por Dunberry, Leblanc e Redwood (1987). Os autores demonstraram numericamente e comprovaram experimentalmente que a introdução de carga ocorre no comprimento compreendendo apenas as regiões acima e dentro da ligação. A partir dessa validação, Mollazadeh e Wang (2016b) elaboraram um guia de projeto a respeito da introdução de carga em ligações simples aplicadas a pilares CFST de seção quadrada, consolidando um avanço significativo para a área.

No contexto de pilares de seção circular, as pesquisas iniciaram com Shakir-Khalil (1992), que avaliou a influência das ligações simples na capacidade resistente do pilar. Posteriormente, Johansson (2003) investigou numericamente os mecanismos de introdução de carga para essa configuração de ligação e identificou que a resistência ao cisalhamento na interface é superior à prevista analiticamente. Ainda, Xu *et al.* (2021) reafirmaram o comprimento de introdução de carga proposto por Mollazadeh e Wang (2014; 2016a; 2016b). Os autores também sugeriram alguns modelos analíticos de cálculo para pilares CFST com cantoneiras embutidas no núcleo, no entanto sem apresentar diretrizes consolidadas como as disponíveis para seções quadradas.

Esses apontamentos convergem com a revisão da literatura a respeito de mecanismos de introdução de carga para pilares tubulares de aço preenchidos com concreto, de Debnath, Xu e Chan (2023), o que valida a presente RSL.

Adicionalmente, a análise revelou que o efeito de pinçamento (*pinching effect*) foi abordado de maneiras distintas entre os estudos apresentados. Alguns pesquisadores apresentaram considerações positivas, considerando-o como um mecanismo benéfico para introdução de carga (Dunberry; Leblanc; Redwood, 1987; Johansson, 2003), ou como responsável pelo aumento da resistência ao cisalhamento na interface (Shakir-Khalil, 1993; Johansson, 2003). Outros estudos apontaram para sua complexidade, Shakir-Khalil (1992) associou indiretamente o efeito ao escoamento prematuro da parede do tubo, Mollazadeh e

Wang (2014;2016a) mencionaram sua ocorrência, porém buscaram evitá-lo e Xu *et al.* (2021) reconheceram sua influência no comportamento interfacial, mas também o evitaram em seus ensaios.

Portanto, a RSL forneceu um panorama geral a respeito dos mecanismos de introdução de carga em ligações aplicadas a pilares CFST. Demonstrou-se que, embora o foco principal de muitos trabalhos tenha se concentrado no comportamento global das ligações, a transferência de carga por diferentes mecanismos foi um tópico recorrente, evidenciando sua relevância como área de estudo. Ademais, as diferentes considerações a respeito do efeito de pinçamento revelaram uma lacuna a respeito do seu entendimento e quantificação como mecanismo de introdução de carga.

Com base nas lacunas identificadas no item 3.3.6 e na análise crítica conduzida, o presente trabalho busca investigar os seguintes fenômenos:

- Comportamento global de pilares CFST com ligações simples;
- Aderência resistente na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto para transferência de carga em ligações simples;
- Mecanismos de introdução e transferência de carga em ligações simples (efeito de pinçamento).

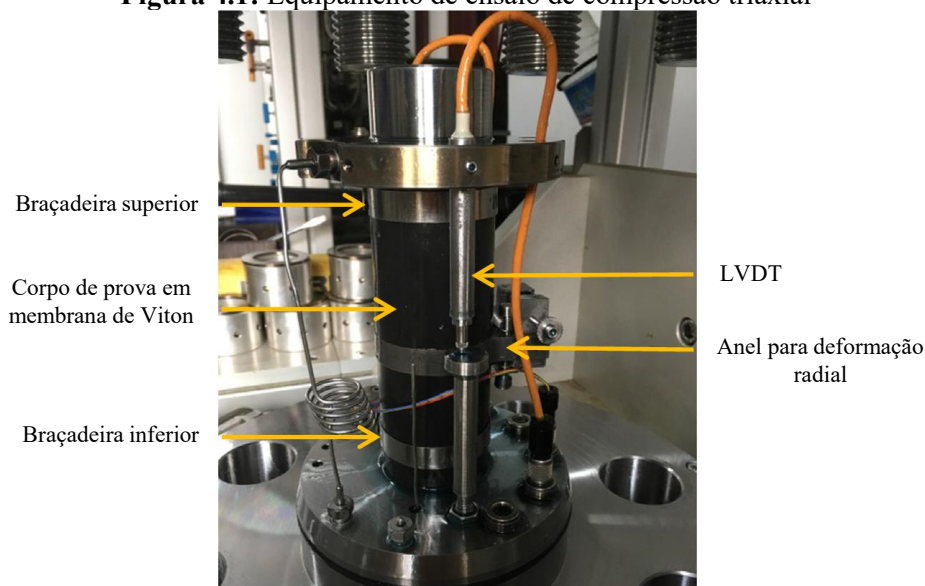
4 ESTUDO DO CONFINAMENTO DO CONCRETO

O confinamento do concreto é um efeito intrinsecamente associado aos pilares CFST de seção circular. Esse mecanismo é reconhecido como uma das vantagens mais significativas desses elementos, uma vez que potencializa a resistência do concreto e, consequentemente, eleva a capacidade resistente do pilar.

Fisicamente, o concreto tende a se deformar lateralmente quando submetido à compressão axial, devido ao efeito de Poisson. O confinamento se estabelece a partir da restrição dessas deformações laterais, que gera um estado multiaxial de tensões de compressão no material (Osório; Bairán; Mari, 2012). Dependendo da natureza da restrição, o confinamento pode ser classificado como ativo ou passivo. No confinamento ativo, uma tensão lateral constante é imposta ao material (restrição em tensão). Já no confinamento passivo, a tensão lateral é variável e mobilizada pela interação entre a expansão lateral do concreto com um elemento confinante mais rígido (restrição em deslocamento) (He; Lin; Jiang, 2019). Esse é o mecanismo que rege o comportamento de pilares CFST nos quais o tubo de aço e as armaduras transversais, quando presentes, atuam como elementos de restrição.

Os estudos de confinamento ativo geralmente são conduzidos por meio de ensaios de compressão triaxial (Figura 4.1), com o objetivo de verificar o ganho de resistência do concreto sob diferentes níveis de tensões confinantes. Nesses ensaios, o sistema de carregamento é composto por dois dispositivos: um atuador hidráulico, para aplicação do carregamento axial e um sistema de pressurização por fluido, para aplicação da pressão lateral uniforme (Wang *et al.*, 2020). Esse sistema garante que o material alcance um estado triplo de tensões de compressão.

Figura 4.1: Equipamento de ensaio de compressão triaxial



Fonte: Adaptado de Chen *et al.* (2017).

Quanto ao confinamento passivo, a literatura apresenta uma vasta bibliografia a respeito da sua influência na capacidade resistente de pilares CFST sob compressão axial evidenciando que sua eficácia depende de diversos parâmetros físicos e geométricos. A relação D/t (esbeltez local) é identificada como o fator de maior influência: tubos mais compactos garantem maior ductilidade e eficácia, enquanto o aumento dessa relação reduz a tensão radial, enfraquecendo o efeito da restrição imposta ao núcleo de concreto (Oliveira *et al.*, 2010; Abed; Al Hamaydeh, Abdalla, 2013; Wang *et al.*, 2017). A esbeltez global (L/D) e o efeito de escala também influenciam no desempenho, de modo que pilares mais curtos e com seções menores são mais favorecidos pelo ganho de resistência. Quanto aos materiais, concretos de menor resistência tendem a apresentar melhores desempenhos relativos ao confinamento (Oliveira *et al.*, 2009; Abed; Al Hamaydeh; Abdalla, 2013; He; Lin; Jiang, 2019; Radovanovic; Nikolic, 2024; Abdullah; Leung; Chan, 2025).

Apesar de a maioria dos estudos focar em pilares CFST sem armadura interna, a prática de projeto de edifícios de múltiplos pavimentos exige a inserção de armaduras no concreto para o controle de fissuração, prevenção de esmagamento prematuro e para atender as exigências normativas de resistência ao fogo, configurando assim, os elementos denominados RCFST (*Reinforced Concrete-Filled Steel Tubes*). Nesses casos, as armaduras longitudinais promovem contribuição axial direta, enquanto as armaduras transversais (estribos) fornecem uma restrição lateral adicional ao núcleo. Atuando em conjunto com o tubo de aço, esse duplo confinamento confere aos pilares RCFST um desempenho superior em capacidade resistente e ductilidade. Contudo, esse efeito não é contabilizado nas diretrizes normativas, como AISC 360 (ANSI, 2022), EN 1994-1-1 (CEN, 2024) e NBR 8800 (ABNT, 2024).

Adicionalmente a isso, observa-se que os estudos existentes se concentram principalmente no confinamento em pilares CFST ou RCFST isolados. Na prática, porém, o estado de tensões desses elementos é perturbado pela ocorrência de mecanismos locais na região de ligação com as vigas. No caso das ligações simples, a distribuição das tensões é alterada pelo efeito de pinçamento que, conforme abordado no Capítulo 3, influencia na introdução de carga e na capacidade resistente do pilar.

O entendimento desse efeito é, portanto, fundamental para um dimensionamento eficaz. No entanto, a complexidade do pinçamento somada à escassez de estudos a seu respeito inviabilizam sua quantificação por métodos simplificados. Assim, a utilização de abordagens de análise avançada, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), torna-se necessária.

Nesse contexto, o *software* Abaqus® (Simulia, 2024a) se destaca na modelagem de estruturas de concreto e mistas de aço e concreto, pois incorpora o modelo de plasticidade com

dano (*Concrete Damaged Plasticity* – CDP), que possibilita descrever os efeitos não lineares do material. Contudo, mesmo sendo formulado para considerar o efeito do confinamento, é reconhecido que o modelo CDP apresenta limitações ao simular o comportamento do concreto submetido à compressão triaxial. Desse modo, a literatura atual se concentra em propor modelos que consigam prever precisamente as características do material submetido ao confinamento (Lim *et al.*, 2016; Lei *et al.*, 2023; Wei; Ren, 2023).

Diante dessa limitação, a compreensão dos efeitos de pinçamento em regiões de introdução de carga de pilares CFST depende, inicialmente, da verificação da capacidade do modelo numérico em representar o comportamento físico e mecânico dos materiais que o compõem. Portanto, este capítulo apresenta um estudo dedicado ao confinamento do concreto, com o objetivo de validar a ferramenta numérica e utilizá-la para simular o comportamento de pilares CFST sob compressão axial, considerando a influência de diferentes variáveis. Esta etapa é fundamental para estabelecer uma referência de comportamento global desses elementos para que, posteriormente, seja possível isolar os efeitos provenientes do mecanismo em estudo (pinçamento).

4.1 METODOLOGIA PARA ESTUDO DO CONFINAMENTO DO CONCRETO

A metodologia adotada nesta seção foi dividida em duas etapas principais: o estudo do confinamento ativo e o estudo do confinamento passivo. Ambas as etapas se fundamentaram em análises numéricas utilizando o pacote computacional Abaqus®/Standard (Simulia, 2024a).

A primeira etapa compreendeu um estudo para avaliar a capacidade do modelo numérico em representar o ganho de resistência do concreto quando submetido ao confinamento. Para isso, ensaios experimentais de compressão triaxial, em concretos de resistência normal foram reproduzidos numericamente e as resistências máximas foram comparadas.

Adicionalmente, compararam-se os resultados numéricos e experimentais com as previsões analíticas do EN 1992-1-1 (CEN, 2023). O objetivo dessa segunda comparação foi de assegurar a consistência do modelo constitutivo utilizado como entrada no CDP.

A segunda etapa consistiu em um estudo paramétrico exploratório focado na compreensão dos efeitos do confinamento passivo do concreto em pilares CFST sob compressão axial. Essa etapa baseou-se na simulação de modelos numéricos de pilares curtos (*stub columns*) considerando a variação da geometria da seção transversal, do comprimento do pilar e da configuração da armadura interna.

A geometria da seção transversal foi fundamentada em três diâmetros comerciais, definidos conforme o catálogo Tupper/TSA. Para cada diâmetro externo (D), determinou-se uma configuração de armadura longitudinal, cuja taxa média (ρ_s) variou entre aproximadamente 2% e 2,5%, atendendo simultaneamente às normativas de detalhamento para resistência em situação de incêndio EN 1994-1-2 (CEN, 2026) e aos critérios construtivos quanto ao espaçamento livre para a disposição das barras no pilar. Para analisar o efeito da esbeltez local, adotaram-se três espessuras distintas para as paredes (t_1 , t_2 e t_3) de cada modelo: a primeira, no limite de esbeltez local para seções compactas ($0,15 \cdot E_a / f_y$), de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2024) e o AISC 360 (ANSI, 2022), e as outras duas correspondentes a perfis tubulares comerciais mais compactos. Essas características estão resumidas na Tabela 4.1, em que n_b e d_b são a quantidade de barras longitudinais e os seus respectivos diâmetros.

Tabela 4.1: Características fixas dos modelos de confinamento passivo

Modelo	D (mm)	t_1 (mm)	t_2 (mm)	t_3 (mm)	n_b	d_b (mm)	ρ_s (%)
D300	323,8	3,72	6,3	8,0	6	20	2,47
D600	610,0	7,02	8,0	9,5	22	20	2,50
D900	914,0	10,51	12,5	16,0	40	20	2,03

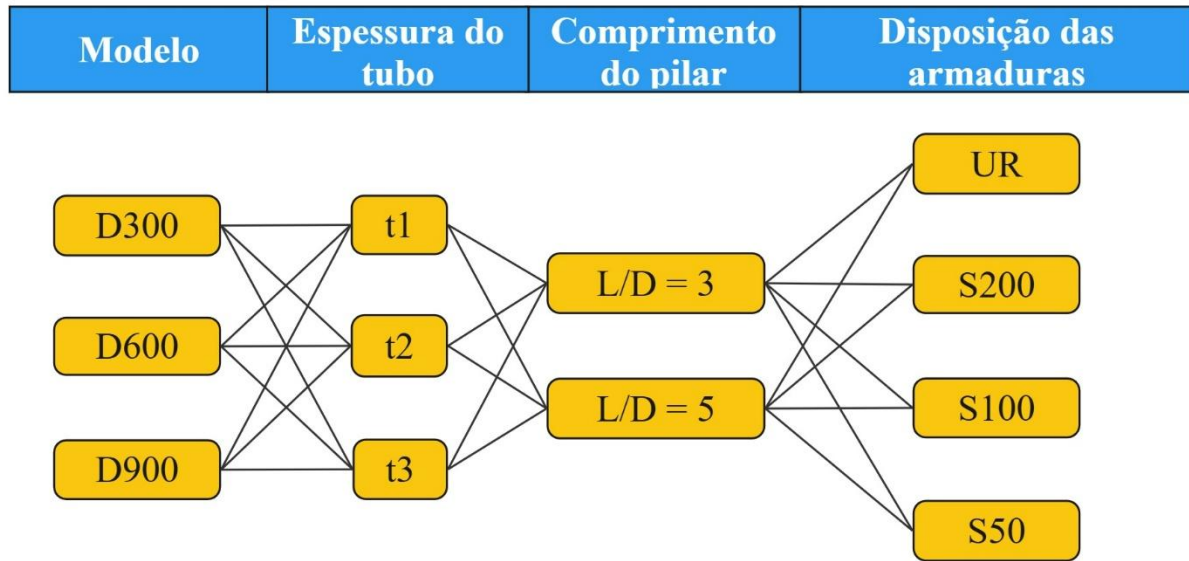
Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

O comprimento dos elementos foi definido de modo a respeitar as relações de esbeltez global (L/D) de 3 e 5. Tais limites são suficientes para assegurar a mobilização da capacidade resistente total da seção e a falha por esmagamento, sem a incidência de instabilidades globais, conforme já constatado na literatura (Oliveira *et al.*, 2009; Tao; Wang; Yu, 2013; Xue *et al.*, 2021).

Adicionalmente, para avaliar a contribuição das armaduras, os modelos foram processados considerando duas situações: núcleo de concreto sem armaduras (Unreinforced - UR) e configuração com armaduras internas, com o espaçamento longitudinal das armaduras transversais (S) variando em 50, 100 e 200 mm (S50, S100 e S200). Cabe ressaltar que o diâmetro dos estribos foi fixado em 5 mm e o cobrimento nominal do concreto foi adotado igual a 25 mm.

A interação entre as variáveis paramétricas consideradas está ilustrada no organograma da Figura 4.2, totalizando 72 modelos numéricos simulados.

Figura 4.2: Organograma da interação entre as variáveis paramétricas do estudo do confinamento passivo



Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

Quanto às propriedades mecânicas dos materiais constituintes, utilizou-se o aço A500 Grau C (ASTM, 2023) para a modelagem do tubo, o aço CA-50 para as armaduras e o concreto C40 para o núcleo do pilar, seguindo as recomendações NBR 6118 (ABNT, 2026). A Tabela 4.2 apresenta as propriedades de cada material, indicando as tensões de escoamento do tubo e das armaduras (f_y e f_s), os respectivos módulos de elasticidade (E_s e E_s). a resistência à compressão do concreto (f_c)

Tabela 4.2: Propriedades mecânicas dos materiais utilizadas nos modelos de confinamento passivo

Aço do tubo		Concreto	Aço das armaduras	
f_y (MPa)	E_a (MPa)	f_c (MPa)	f_s (MPa)	E_s (MPa)
345	200.000	40,0	500	210.000

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

Por fim, os resultados obtidos numericamente foram comparados com as previsões analíticas da nova versão da EN 1994-1-1 (CEN, 2026), avaliando o método em sua formulação original e em uma proposição de cálculo que incorpora o modelo do ganho de resistência do concreto confinado pelos estribos da EN 1992-1-1 (CEN, 2023), buscando avaliar a sensibilidade do confinamento do concreto perante o efeito de escala, à configuração das armaduras e à compacidade.

4.2 CONFINAMENTO ATIVO

A fim de avaliar a capacidade do modelo numérico em representar o ganho de resistência do concreto quando submetido ao confinamento, a presente seção divide-se nas seguintes subseções: Ensaios experimentais de referência, modelo analítico de referência, modelos numéricos e resultados.

4.2.1 Ensaios experimentais de referência

Embora exista uma extensa bibliografia sobre ensaios experimentais de compressão triaxial em concretos de resistência normal, a maioria dos estudos foi conduzida há mais de 20 anos (Lim *et al.*, 2016). Com a ascensão dos concretos especiais (como concretos de ultra-alto desempenho, concretos reforçados com fibras de aço ou concretos com agregados reciclados), os resultados de ensaios triaxiais mais recentes têm sido voltados para esses materiais, criando uma lacuna de dados atualizados a respeito do concreto convencional.

A validação dos modelos numéricos desta seção fundamentou-se nos resultados experimentais de dois estudos. No primeiro deles, Chen *et al.* (2017) avaliaram o comportamento mecânico do concreto de resistência normal com diferentes tempos de curas sob compressão triaxial, considerando níveis crescentes de confinamento (0, 5, 10 e 20 MPa). Os autores verificaram que o aumento do nível de confinamento, amplifica a influência do tempo de cura sobre as deformações axiais e laterais do concreto, enquanto seu impacto na resistência diminui. Embora o objetivo principal dos autores tenha sido a influência do tempo de cura nas propriedades mecânicas do concreto, tal trabalho apresenta os dados mais recentes disponíveis. Além disso, o estudo fornece resultados bem fundamentados a respeito do comportamento do material com tempo de cura padrão (28 dias).

O segundo estudo, de Sfer *et al.* (2002), foi incluído para ampliar a variabilidade das análises com relação às dimensões dos corpos de prova e aos níveis de confinamento. Os autores conduziram ensaios de compressão triaxial com o objetivo de fornecer dados experimentais confiáveis sobre o concreto, servindo de referência para análises futuras e para o desenvolvimento de modelos constitutivos mais precisos. Ao avaliarem desde níveis baixos até níveis de confinamento extremamente elevados (superiores até a própria resistência do concreto), Sfer *et al.* (2002) constataram que o confinamento eleva significativamente a resistência e a capacidade de deformação do concreto, promovendo ductilidade ao comportamento frágil do material.

A Tabela 4.3 apresenta os parâmetros dos ensaios que foram utilizados como referência para os modelos numéricos.

Tabela 4.3: Características dos ensaios experimentais de referência

Autor e ano	Dimensões do cilindro (mm)	f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	σ_l (MPa)
Chen <i>et al.</i> (2017)	50×100	30,0	3,5	25,0	0; 5; 10; 20
Sfer <i>et al.</i> (2002)	150×300	32,8	-	27,3	1,5; 4,5; 9; 30; 60

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

Na tabela apresentada, as dimensões do cilindro são representadas, respectivamente, pelo diâmetro (D) e pela altura (H). Os parâmetros f_{cm} e f_{tm} correspondem às resistências médias à compressão e à tração do concreto, enquanto E_{cm} refere-se ao módulo de elasticidade secante do material. Por fim, σ_l representa a tensão lateral de confinamento.

4.2.2 Modelo analítico de referência

Para a comparação analítica, adotou-se o modelo de confinamento prescrito pelo EN 1992-1-1 (CEN, 2023) adaptado conforme o estudo de Mander, Priestley e Park (1988), de modo a representar adequadamente o comportamento parabólico do concreto. Assim, os incrementos da resistência à compressão (f_{cc}), da deformação correspondente (ε_{cc}) e da deformação última ($\varepsilon_{cu,c}$) são definidos pelas Equações (4.1), (4.2) e (4.3).

$$\begin{cases} f_{cc} = f_c + k_1 \sigma_l & \text{para } \sigma_l \leq 0,6 f_c \\ f_{cc} = f_c + 3,5 \cdot \sigma_l^{3/4} \cdot f_c^{1/4} & \text{para } \sigma_l > 0,6 f_c \end{cases} \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c1} \left(1 + k_2 \frac{\sigma_l}{f_c} \right) \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu1} + 0,2 \frac{\sigma_l}{f_c} \quad (4.3)$$

Onde f_c é a resistência à compressão do concreto, ε_{c1} e ε_{cu} são, respectivamente, a deformação correspondente à f_c e a deformação axial de compressão última, calculadas pelas Equações 4.4 e 4.5. Os coeficientes k_1 e k_2 são expressos em função da composição do concreto e da tensão de confinamento e podem ser adotados como 4,1 e 20,5, respectivamente (Richart *et al.*, 1928; Mander; Priestley; Park., 1998; Mollazadeh; Wang, 2014).

$$\varepsilon_{c1} [\%] = 0,7 f_c^{1/3} \leq 2,8 \% \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{cu1} [\%] = 2,8 + 14 \left(1 - \frac{f_c}{108} \right)^4 \leq 3,5 \% \quad (4.5)$$

Assim, a relação tensão *vs.* deformação que descreve o comportamento não linear do concreto confinado ($\sigma_c \times \varepsilon_c$) é definida pela Equação 4.6.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cc}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad \text{para } \varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_{cu,c} \quad (4.6)$$

Nesta equação, os parâmetros k e η relacionam as deformações e o módulo de elasticidade secante (E_{cm}) à equação constitutiva e são definidos, respectivamente, pelas Equações (4.7) e (4.8).

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{\varepsilon_{cc}}{f_{cc}} \quad (4.7)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.8)$$

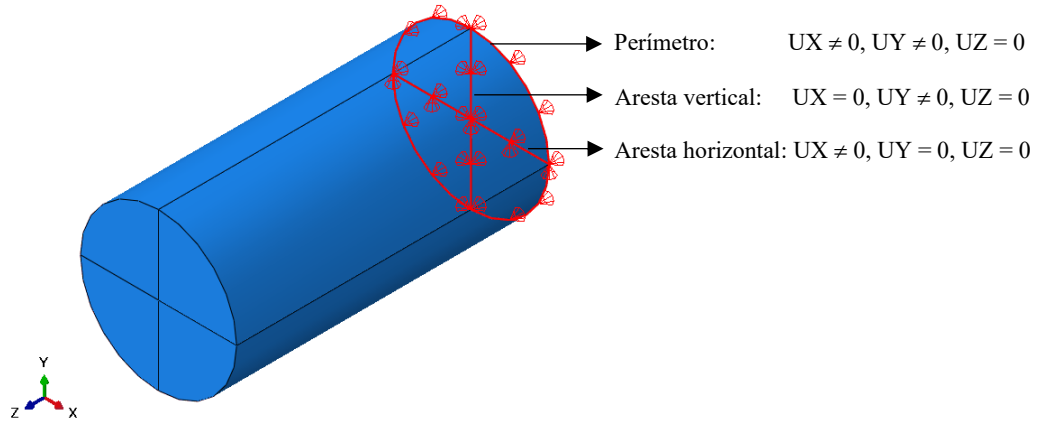
O parâmetro E_{cm} apresentado na Equação (4.7) é calculado em função do tipo de agregado (k_E) de acordo com a Equação (4.9).

$$E_{cm} = k_E f_c^{1/3} \quad (4.9)$$

4.2.3 Modelos numéricos

As simulações numéricas dos ensaios de compressão triaxial mencionados foram conduzidas a partir dos dados fornecidos na Seção 4.2.1. A discretização dos corpos de prova foi realizada com elementos sólidos tridimensionais de 8 nós (C3D8), adotando-se um tamanho de malha de $0,1D$ (mm), em que D é o diâmetro do cilindro, determinado a partir de uma análise de sensibilidade prévia. As condições de contorno foram aplicadas por meio das restrições dos graus de liberdade da base do cilindro, conforme a Figura 4.3, de modo a impedir o confinamento localizado nessa região.

Figura 4.3: Condições de contorno do modelo numérico de confinamento ativo



Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

Para representar adequadamente os ensaios experimentais, o carregamento foi aplicado em duas etapas: etapa de confinamento – simulado por meio da aplicação de uma pressão uniforme no topo e nas faces laterais do cilindro, com valor equivalente à tensão de confinamento desejada; e etapa de compressão axial – simulada também por meio da aplicação de uma pressão uniforme, porém apenas no topo do corpo de prova, enquanto o confinamento aplicado na primeira etapa foi mantido constante.

O comportamento não linear do concreto foi simulado por meio do modelo *Concrete-Damaged Plasticity* (CDP) do Abaqus®. As características elásticas foram definidas a partir do módulo de elasticidade experimental e do coeficiente de Poisson (ν), adotado como 0,2. Os parâmetros que caracterizam o comportamento plástico do concreto, foram em sua maioria adotados como valores padrão recomendados pelo manual do Abaqus® (Simulia, 2024b). Entre esses parâmetros, incluem-se: a excentricidade do potencial de fluxo (e), a razão entre a resistência à compressão do concreto sob carregamento biaxial e a resistência à compressão uniaxial (f_{b0}/f_{c0}) e o fator que define a forma da superfície de falha no espaço tridimensional (K_c). Uma abordagem diferente foi adotada para o ângulo de dilatância (ϕ), que não exerce influência significativa sobre a curva tensão vs. deformação axial do concreto sob confinamento ativo (Hany; Hantouche; Harajli, 2016). Assim, adotou-se um valor intermediário entre 13° e 56° , conforme relatado na literatura (Pollioti; Bairán, 2019).

Adicionalmente, a regularização viscoplástica (μ) não foi necessária, pois os modelos não apresentaram problemas de convergência. Dessa forma, adotou-se $\mu = 0$. Os valores utilizados para cada parâmetro estão resumidos na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Parâmetros do CDP utilizados nos modelos de confinamento ativo

e	f_{b0}/f_{c0}	K_c	φ (°)	μ
0,1	1,16	0,667	31	0

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

A fim de verificar a precisão do modelo em prever o ganho de resistência do concreto confinado, a curva de compressão uniaxial de entrada deve representar o estado não confinado do material. Nesse sentido, o comportamento uniaxial à compressão do concreto foi definido pelo modelo constitutivo tensão-deformação do EN 1992-1-1 (CEN, 2023), conforme Equações 4.6, 4.7 e 4.8, mas substituindo f_{cc} , ε_{cc} e $\varepsilon_{cu,c}$ por f_c , ε_{c1} e ε_{cu1} , respectivamente.

O comportamento uniaxial à tração foi definido pelo modelo constitutivo tensão vs. deformação ($\sigma_t \times \varepsilon_t$) de Carreira e Chu (1986), de acordo com as Equações 4.10 e 4.11.

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \frac{\beta(\varepsilon_t/\varepsilon'_t)}{\beta - 1 + (\varepsilon_t/\varepsilon'_t)^\beta} \quad (4.10)$$

$$\beta = \left(\frac{f_c}{32,4} \right)^3 + 1,55 \quad (4.11)$$

Em que β é um parâmetro adimensional relacionado ao formato do diagrama tensão vs. deformação, f_t é a resistência à tração do concreto, calculada pela Equação 4.12 (CEN, 2023) e ε'_t é a deformação correspondente, calculada pela Equação 4.13, conforme sugerido pelos autores.

$$f_t = 0,3 f_c^{2/3} \quad \text{para } f_c \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.12)$$

$$\varepsilon'_t = f_t \frac{\varepsilon_{c1}}{f_c} \quad (4.13)$$

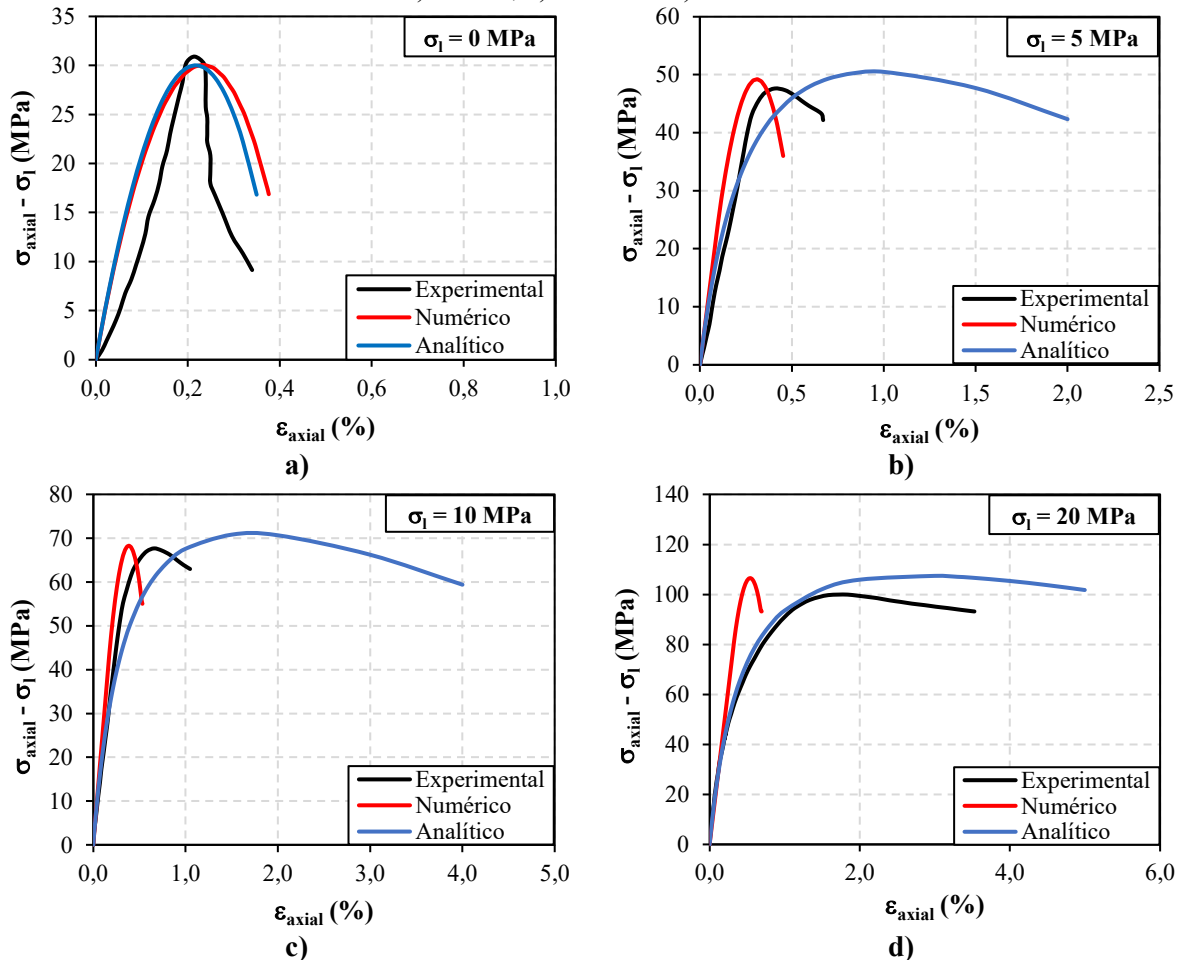
A fim de capturar adequadamente os comportamentos pré e pós-pico dos modelos, adotou-se a técnica de controle por comprimento de arco (*Arc Length*) associada ao método *Static Riks* nas análises não lineares. Ressalta-se que, como a presente seção visou avaliar apenas os valores máximos de tensão, a degradação do material por meio de um modelo de dano não foi considerada.

4.2.4 Resultados

A Figura 4.4 apresenta a comparação entre as curvas tensão vs. deformação axiais obtidas numericamente e analiticamente com as curvas experimentais de Chen *et al.* (2017).

Para complementar, a Tabela 4.5 apresenta as tensões máximas correspondentes e as comparações entre as diferentes abordagens.

Figura 4.4: Comparação entre os resultados experimentais, numéricos e analíticos das curvas tensão vs. deformação axial do ensaio de Chen *et al.* (2017) para diferentes níveis de confinamento: a) 0 MPa, b) 5 MPa, c) 10 MPa e d) 20 MPa



Fonte: Elaborado pela autora (2025).

Por meio da Figura 4.4, observa-se que o modelo numérico representou adequadamente o aumento da resistência do concreto e a rigidez no trecho inicial das curvas, exceto para o caso da Figura 4.4a. No entanto, o modelo não foi capaz de reproduzir o aumento da ductilidade do concreto correspondente ao aumento da tensão de confinamento, resultando em modelos com rigidez elevada. A comparação das tensões máximas (Tabela 4.5) indicou que os modelos numéricos apresentaram boa precisão com relação aos ensaios experimentais, com o maior erro sendo de 7%, correspondente à tensão de confinamento mais elevada (20 MPa).

Com relação ao modelo analítico, os resultados apresentaram boa compatibilidade com as curvas experimentais, demonstrando sua capacidade em reproduzir as tensões máximas (maior erro de 7%) do concreto com o aumento do confinamento.

Tabela 4.5: Comparação das tensões máximas entre os resultados experimentais, numéricos e analíticos com relação ao ensaio de Chen *et al.* (2017)

σ_l (MPa)	$\sigma_{máx,e}$ (MPa) ⁽¹⁾	$\sigma_{máx,n}$ (MPa) ⁽²⁾	$\sigma_{máx,a}$ (MPa) ⁽³⁾	$\sigma_{máx,n}/\sigma_{máx,e}$	$\sigma_{máx,a}/\sigma_{máx,e}$
0	30,9	30,0	30,0	0,97	0,97
5	47,6	49,2	50,5	1,03	1,06
10	67,6	68,3	70,8	1,01	1,05
20	99,9	106,5	107,4	1,07	1,07

⁽¹⁾ Tensão máxima no concreto alcançada no estudo experimental de referência;

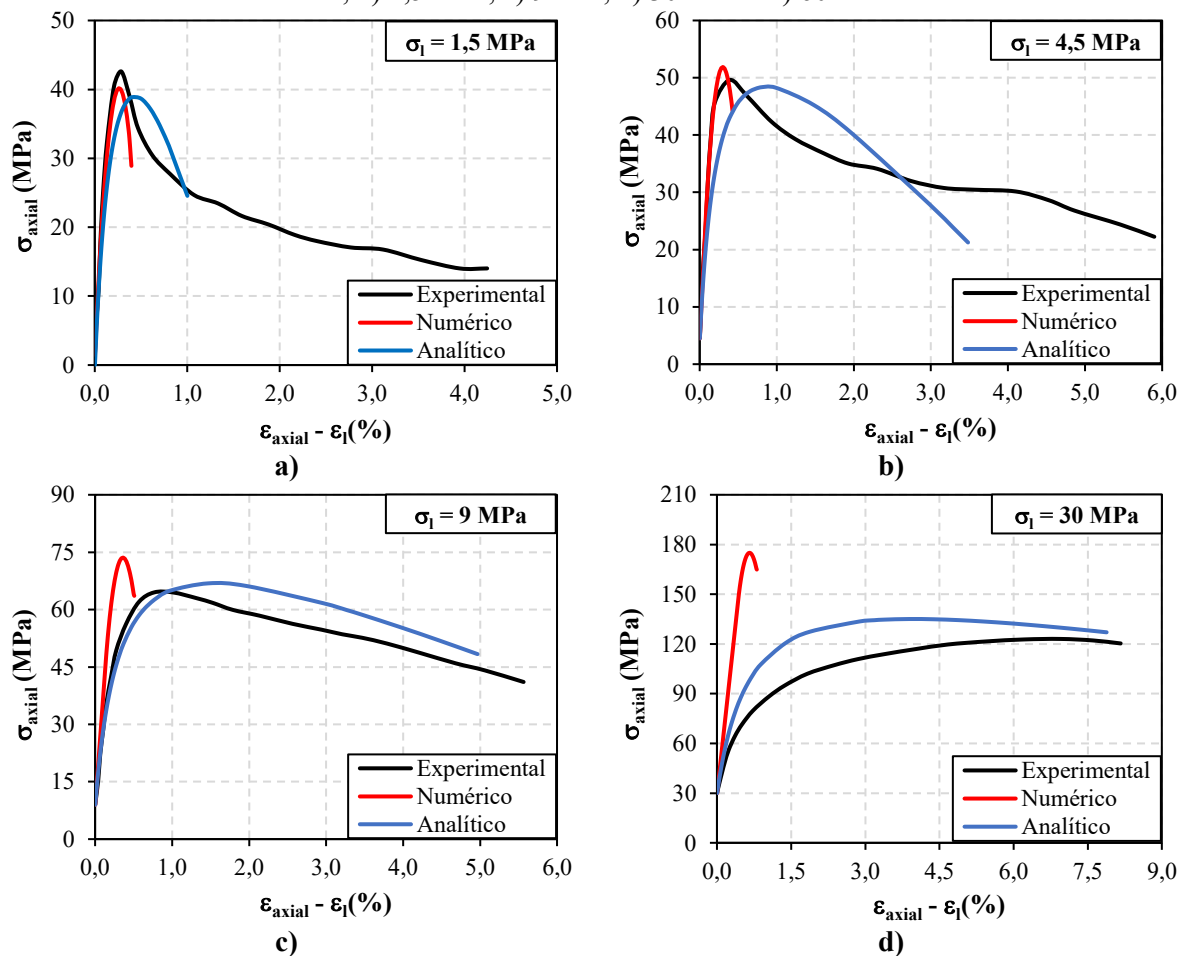
⁽²⁾ Tensão máxima no concreto alcançada pelo modelo numérico; e

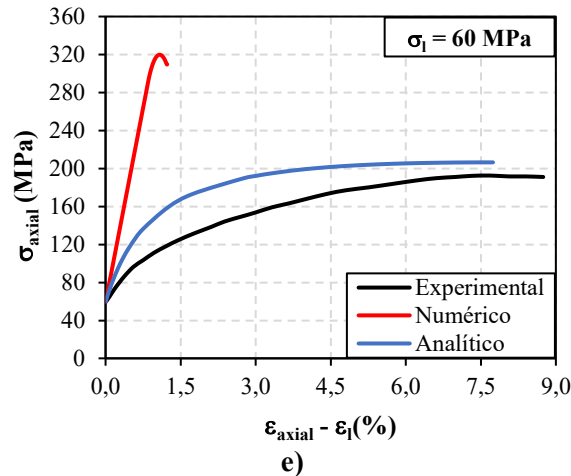
⁽³⁾ Tensão máxima no concreto calculada analiticamente.

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

A Figura 4.5 complementa as análises, apresentando os resultados com relação ao experimento de Sfer *et al.* (2002), que incluem níveis de confinamento mais elevados. Adicionalmente, a Tabela 6 detalha as tensões máximas e as comparações entre as diferentes abordagens.

Figura 4.5: Comparação entre os resultados experimentais, numéricos e analíticos das curvas tensão vs. deformação axial do ensaio de Sfer *et al.* (2017) para diferentes níveis de confinamento: a) 1,5 MPa, b) 4,5 MPa, c) 9MPa, d) 30 MPa e e) 60 MPa





Fonte: Elaborado pela Autora.

Os resultados expressos na Figura 4.5 confirmam a tendência observada anteriormente. O modelo numérico foi capaz de representar a rigidez inicial do concreto bem como o aumento de sua resistência para níveis de confinamento mais baixos, de até 9 MPa (14% de erro na tensão máxima), conforme as Figuras 4.5a, b e c. Para tensões elevadas, de 30 MPa e 60 MPa (Figuras 4.5d e 4.5e), o modelo numérico apresentou limitações, superestimando a tensão máxima e a rigidez, com diferenças de 42% e 66%, respectivamente (Tabela 4.6).

O modelo analítico, por sua vez, manteve sua consistência para todos os ensaios. Ele foi capaz de reproduzir a ductilidade e as tensões máximas, com a maior diferença percentual de 10%, conforme a Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Comparação das tensões máximas entre os resultados experimentais, numéricos e analíticos com relação ao ensaio de Sfer *et al.* (2002)

σ_l (MPa)	$\sigma_{máx,e}$ (MPa) ⁽¹⁾	$\sigma_{máx,n}$ (MPa) ⁽²⁾	$\sigma_{máx,a}$ (MPa) ⁽³⁾	$\sigma_{máx,n}/\sigma_{máx,e}$	$\sigma_{máx,a}/\sigma_{máx,e}$
1,5	42,6	40,2	38,9	0,94	0,91
4,5	49,6	51,9	48,3	1,05	0,97
9,0	64,5	73,6	66,9	1,14	1,04
30,0	123,0	175,0	135,0	1,42	1,10
60,0	192,69	319,9	206,6	1,66	1,07

Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

A análise conjunta dos resultados referentes aos dois experimentos, permite definir os limites de aplicabilidade do modelo numérico. Desse modo, demonstrou-se consistência na previsão do ganho de resistência do concreto sob tensões de confinamento de até aproximadamente $0,67 \cdot f_{cm}$ (para f_{cm} de 30 e 32,8 MPa), o que representa um intervalo significativo.

Duas limitações foram observadas ao longo das análises. A primeira refere-se à dificuldade do modelo numérico, da maneira como foi configurada, em representar adequadamente o comportamento dúctil do material. A segunda diz respeito à dificuldade do modelo em prever a resistência última do concreto sob níveis de confinamento muito elevados, iguais ou superiores à própria resistência à compressão do material, de modo que os resultados foram superestimados.

A superestimação das tensões máximas em regimes de alto confinamento sugere que os parâmetros do modelo devem ser calibrados para cada caso particular em estudo, sendo válidos, inicialmente, apenas para situações mais convencionais.

4.3 CONFINAMENTO PASSIVO

A fim de avaliar a sensibilidade de modelos numéricos de pilares curtos (*stub columns*) à variação de diferentes parâmetros, por meio de um estudo exploratório, a presente seção divide-se nas seguintes subseções: modelos analíticos de referência, modelos numéricos e resultados.

4.3.1 Modelos analíticos de referência

Para a comparação analítica, adotou-se o modelo de cálculo da previsão da capacidade resistente de pilares CFSTs da norma europeia EN 1994-1-1 (CEN, 2026) em sua formulação original e em uma proposição que incorpora o modelo de ganho de resistência do concreto confinado pelos estribos da EM 1992-1-1 (CEN, 2023). A título de comparação com os resultados numéricos, apenas os valores nominais de capacidade resistente plástica foram considerados (sem a aplicação dos coeficientes de ponderação da resistência).

4.3.1.1 Previsão da capacidade resistente plástica de CFSTs segundo o EN 1994-1-1:2026

A norma europeia estabelece que, para pilares tubulares de aço de seção circular preenchidos com concreto, deve-se considerar o aumento na resistência do concreto causado pelo confinamento. Assim, a capacidade resistente plástica desses elementos é calculada de acordo com a Equação 4.14.

$$N_{pl,R} = \eta_a f_y A_a + A_c f_c \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{D} \cdot \frac{f_y}{f_c} \right) + A_s f_s \quad (4.14)$$

Em que t e D são parâmetros geométricos correspondentes à espessura da parede do tubo de aço e seu respectivo diâmetro externo. A_a , A_c e A_s são, respectivamente, as áreas da

seção transversal do perfil tubular, do núcleo de concreto e das armaduras longitudinais. f_y e f_s representam os limites de escoamento do aço do tubo e das armaduras.

Os parâmetros η_a e η_c quantificam os efeitos do confinamento provenientes da expansão lateral do concreto. Especificamente, o coeficiente η_a considera a redução da resistência do tubo de aço devido ao estado biaxial de tensões (induzido pelas tensões circunferenciais de tração), enquanto o coeficiente η_c representa o ganho de resistência do concreto resultante do estado triaxial de compressão (Giakoumelis; Lam, 2004; Johnson, 2012). Para elementos submetidos à compressão centrada (excentricidade nula) η_a e η_c são definidos conforme as Equações 4.15 e 4.16.

$$\eta_a = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1,0 \quad (4.15)$$

$$\eta_c = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad (4.16)$$

Nas quais $\bar{\lambda}$ indica a esbeltez relativa do pilar misto, expressa pela Equação 4.17.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \leq 0,5 \quad (4.17)$$

Na Equação 4.17, o parâmetro $N_{pl,Rk}$ é o valor característico da capacidade resistente plástica do pilar CFST, desconsiderando o confinamento (Equação 4.18). e N_{cr} é a força crítica de flambagem elástica, calculada considerando a rigidez efetiva da seção transversal, conforme Equação 4.19.

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + A_c f_c + A_s f_s \quad (4.18)$$

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + 0,6 E_{cm} I_c + E_s I_s \quad (4.19)$$

Na Equação 4.19, E_a e E_s são, respectivamente, os módulos de elasticidade longitudinal do aço do tubo e das armaduras, o módulo de elasticidade do concreto (E_{cm}) adotado pela norma europeia foi definido na Seção 4.2.2 (Equação 4.9). Os parâmetros I_a , I_c e I_s correspondem aos momentos de inércia da seção transversal do tubo, do núcleo de concreto e das armaduras longitudinais, respectivamente.

4.3.1.2 Previsão do aumento da resistência do concreto pelo confinamento das armaduras

De acordo com o EN 1992-1-1 (CEN, 2023), a resistência do concreto também pode ser potencializada pela presença de armaduras de confinamento (transversais). Para pilares de seção circular, a tensão de confinamento imposta por esses elementos ($\sigma_{s,conf}$) é estimada pela Equação 4.23.

$$\sigma_{s,conf} = \frac{2A_{s,conf} \cdot f_y}{b_{cs} \cdot s} \quad (4.23)$$

Em que $A_{s,conf}$ corresponde à área de uma barra da armadura de confinamento, b_{cs} é a largura do núcleo de confinamento, entre as linhas de centro da armadura, e s é o espaçamento entre as armaduras transversais.

Essa tensão de confinamento é ponderada por fatores que consideram sua distribuição na zona de compressão, nas direções transversal ($k_{conf,b}$) e longitudinal ($k_{conf,s}$). Esses parâmetros são calculados de acordo com as Equações 4.24 e 4.25, respectivamente.

$$k_{conf,b} = \left(\frac{b_{cs}}{b} \right)^2 \quad (4.24)$$

$$k_{conf,s} = \left(1 - \frac{s}{2b_{cs}} \right)^2 ; \quad 1 - \frac{s}{2b_{cs}} \geq 0 \quad (4.25)$$

Desse modo, a resistência do concreto confinado pelas armaduras transversais pode ser definida pela adaptação da Equação 4.1 (Seção 4.2.2), resultando na Equação 4.26.

$$f_{cc} = f_c + k_1 (\sigma_{s,conf} \cdot k_{conf,b} \cdot k_{conf,s}) \quad (4.26)$$

Observa-se que os modelos normativos apresentados desconsideram o efeito de confinamento promovido pela presença de armaduras transversais, sendo apenas o efeito do confinamento pelo tubo de aço levado em consideração.

Assim, uma versão modificada das formulações do EN 1994-1-1 (CEN, 2004) também foi considerada nas análises comparativas. A modificação consistiu na substituição da resistência do concreto não confinado (f_c) pela resistência do concreto confinado pelas armaduras (f_{cc}) na Equação 4.14.

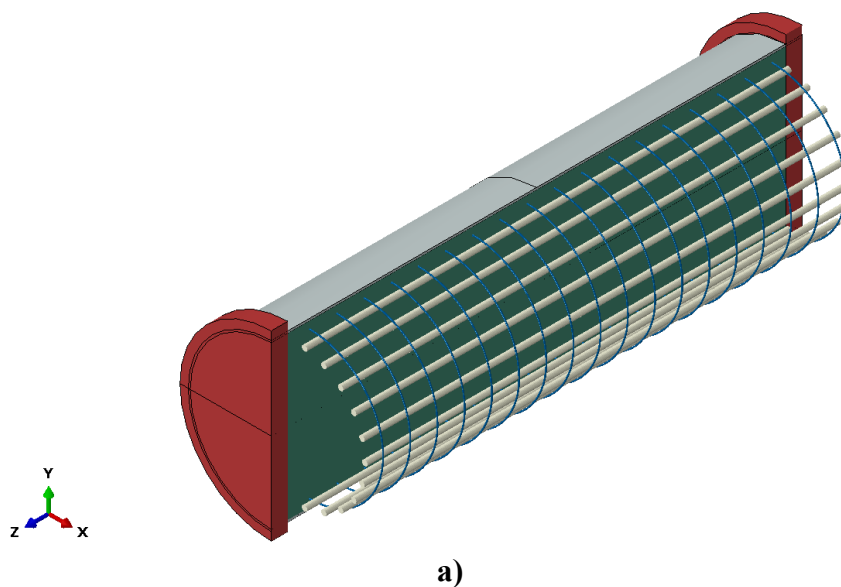
4.3.2 Modelos numéricos

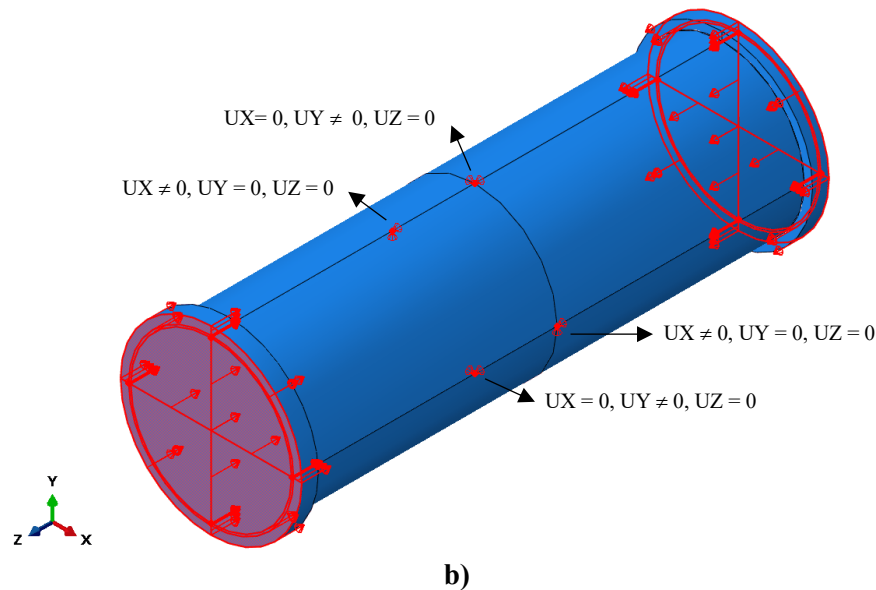
4.3.2.1 Características Gerais

As *stub columns* do estudo foram modeladas representando pilares RCFST de seção circular. Elementos sólidos tridimensionais de oito nós com integração reduzida (C3D8R) foram utilizados na discretização do núcleo de concreto, do tubo de aço e das placas de carregamento. As armaduras longitudinais e transversais foram modeladas utilizando elementos finitos de treliça tridimensionais de dois nós (T3D2). Com base em uma análise de sensibilidade prévia, adotou-se um tamanho médio característico de 30 mm para todos os componentes dos modelos.

As condições de contorno foram definidas restringindo-se os graus de liberdade de translação em quatro pontos ortogonais no perímetro do tubo de aço, localizados à meia altura do pilar ($L/2$). O carregamento de compressão axial foi simulado pela aplicação de deslocamentos prescritos opostos nas faces externas das placas de carregamento superior e inferior. Um exemplo da configuração de um dos modelos com armaduras (arranjo S100) está ilustrado na Figura 4.6a, enquanto as condições de contorno e carregamento estão detalhadas na Figura 4.6b. Para a captura adequada do comportamento pós-pico, adotou-se o método de análise por comprimento de arco (*Modified Riks Method*), habilitando-se a formulação de não linearidade geométrica (*NLGeo*) para contabilizar os efeitos de grandes deformações.

Figura 4.6: Modelo numérico: (a) Configuração geométrica de um modelo com armaduras (S100), e (b) as respectivas configurações de contorno e carregamento.





Fonte: Elaborado pela Autora (2025).

4.3.2.2 Interações e contato

A aderência das armaduras ao núcleo de concreto foi representada pela restrição *Embedded Region*, acoplando os graus de liberdade dos elementos embutidos aos do concreto (elemento hospedeiro).

Para a interface entre o tubo de aço e o concreto, adotou-se a formulação *Surface-to-surface contact*. O comportamento na direção normal às superfícies foi definido pela propriedade “*Hard Contact*”, que permite a separação entre as superfícies, mas impede a interpenetração dos nós. O comportamento tangencial foi simulado pelo modelo de atrito de Mohr-Coulomb utilizando a formulação *Penalty*, adotando-se um coeficiente de atrito de 0,3 ($\mu = 0,3$) (Pathirana *et al.*, 2016).

4.3.2.3 Modelo constitutivo do aço

O comportamento mecânico do aço (tanto do tubo quanto das armaduras) foi representado por um modelo elastoplástico perfeito, caracterizado por um trecho elástico linear seguido de um patamar de escoamento sob tensão constante até a ruptura.

4.3.2.4 Modelo constitutivo do concreto

Em relação ao comportamento não linear do concreto, a definição dos parâmetros do CDP baseou-se nas estratégias adotadas por Lin e Zhao (2019), que foram empregadas para abranger pilares de grande diâmetro. O ângulo de dilatação (ν) foi determinado conforme a

Equação 4.28, proposta por Al-Ani (2018), cuja formulação apresenta maior precisão para esse tipo de problema. Na Eq. (4.11), ξ_c é o fator de confinamento do pilar CFST, calculado pela Equação 4.29, e o parâmetro C correlaciona o fator de confinamento com a tensão de escoamento do aço do perfil tubular, conforme a Equação 4.30.

$$\psi = \begin{cases} -2,0769\xi_c^3 + 16,708\xi_c^2 - 42,369\xi_c + 63,72 & f_y \leq 400 \\ -0,0138C^3 + 0,6265C^2 - 9,558C + 71,49 & f_y > 400 \end{cases} \quad (4.28)$$

Na equação 4.28, ξ_c representa o fator de confinamento, o qual relaciona a geometria do pilar à resistência dos materiais que o constituem. Enquanto o parâmetro C correlaciona o fator de confinamento com a tensão de escoamento do aço. As Equações 29 e 30 definem, respectivamente os parâmetros ξ_c e C .

$$\xi_c = \frac{f_y A_s}{f_c A_c} \quad (4.29)$$

$$C = \xi_c + 1,9^{\frac{f_y}{200}} \quad (4.30)$$

Cabe ressaltar que o valor limite suportado pelo *software* para o ângulo de dilatância é de 56. Portanto, se a previsão da Equação 4.28 resultar em valores superiores a esse limite, deve-se adotar $\psi = 56^\circ$.

Para a excentricidade do potencial de fluxo (e), utilizou-se o valor padrão de 0,1 (Simulia, 2024b). A razão entre as resistências à compressão biaxial e uniaxial seguiu o modelo de Papanikolaou e Kappos (2007), de acordo com a Equação 4.31.

$$\frac{f_{b0}}{f_{c0}} = 1,5 f_c^{-0,075} \quad (4.31)$$

A razão do segundo invariante de tensão (K_c) foi determinada a partir da parametrização desenvolvida por Lin e Zhao (2019). A Equação 4.32 descreve a formulação empregada na determinação de K_c , na qual a variável k é definida empiricamente pela Equação 4.33.

$$K_c = \frac{k + 2}{2(f_c^{0,075} + k - 1)} \quad (4.32)$$

$$k = \begin{cases} 4,2 & x < 0,049 \\ \frac{\exp(12,5x - 3,16)}{x^{1,4} + 0,004} & 0,049 \leq x \leq 0,167 \\ 4 & x > 0,167 \end{cases} \quad (4.33)$$

O parâmetro x é determinado conforme a Equação 4.34, em função do diâmetro e da espessura do perfil tubular.

$$x = \sqrt{\frac{2t}{D-2t} \frac{f_y}{f_c^2}} \quad (34)$$

Finalizando os parâmetros de plasticidade do modelo CDP, o parâmetro de viscosidade (η) foi adotado como 0,001.

Para a curva uniaxial de tensão-deformação à compressão do concreto, foram consideradas diferentes formulações para os trechos ascendente e descendente, incorporando as adaptações de Lin e Zhao (2019). O módulo de elasticidade do material foi definido pela Equação 4.35, de acordo com o ACI 318 (ACI, 2025). Para a modelagem do trecho ascendente, considerou-se a formulação de Hognestad (1951), expressa pela Equação 4.36.

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} \quad (4.35)$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = A \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right) - B \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right) \quad (4.36)$$

Na Equação 4.36, a deformação do concreto não confinado correspondente à tensão de pico (ε_{c0}) é calculada pela Equação 4.37 e os coeficientes A e B assumem os valores constantes de 1,8 e 0,8, respectivamente (Lin; Zhao, 2019).

$$\varepsilon_{c0} = 0,00076 + \sqrt{(0,626f_c - 4,33) \cdot 10^{-7}} \quad (4.37)$$

Após atingir o pico, a tensão permanece constante até a deformação última de pico (ε_{cc}). A consideração desse patamar tem o objetivo de representar o aumento da ductilidade promovido pelo efeito do confinamento, minimizando a dificuldade do CDP em representar esse fenômeno, conforme evidenciado na seção 4.2. A deformação ε_{cc} é calculada pela proposta simplificada de Lin e Zhao (2019), dada pela Equação 4.38.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[5 \cdot \exp \left(-0,0036 f_c \sqrt{\frac{D}{t}} \right) + 1 \right] \quad (4.38)$$

Para modelar o trecho descendente da curva tensão vs. deformação, adotou-se o modelo de Binici (2005), cuja formulação é expressa pela Equação 4.39, em que f_r representa a tensão residual, enquanto α e β são parâmetros de forma desse trecho da curva.

$$\sigma_c = f_r + (f_c - f_r) \exp \left[- \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}}{\alpha} \right)^\beta \right] \quad (4.39)$$

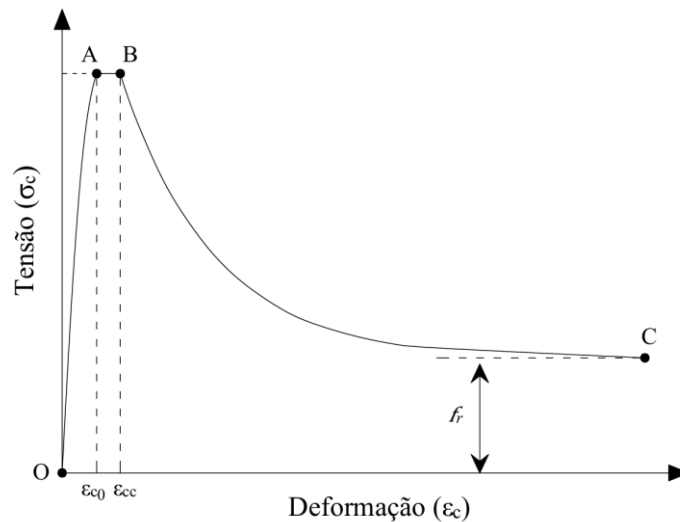
A tensão residual e o parâmetro α são calculados, respectivamente, pelas Equações 4.40 e 4.41. Já o parâmetro β foi considerado como sendo igual a 1,0 (Lin; Zhao, 2019)

$$f_r = 0,014 \left[1 - \exp \left(- \frac{1500}{D} \right) \right] f_c^{2,01} \left(\frac{D}{t} \right)^{-0,25} \leq 30 \text{MPa} \quad (4.40)$$

$$\alpha = \frac{10}{\exp \left[\left(\frac{D}{250t} \right)^3 \right] f_c \sqrt{D}} \quad (41)$$

A Figura 4.7 ilustra, esquematicamente, o formato final da curva tensão vs. deformação à compressão do concreto utilizada nas simulações numéricas.

Figura 4.7: Representação do comportamento tensão vs. deformação à compressão do concreto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

A simulação do comportamento uniaxial à tração foi definido pelo modelo constitutivo tensão vs. deformação associado à abertura de fissura (w) proposto por Hordjik (1992), de Hordjik (1992), expresso pelas Equações 4.42, 4.43 e 4.44. Nessas formulações, f_t é a

resistência média à tração do concreto e w_c representa a abertura crítica de fissura. Adicionalmente, c_1 e c_2 são constantes empíricas adotadas como 3 e 6,93, respectivamente.

$$\sigma_t = f_t \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{\left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right)} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \cdot e^{(-c_2)} \quad (4.42)$$

$$w_c = 5,14 \frac{G_F}{f_t} \quad (4.43)$$

$$\varepsilon_t = \frac{f_t}{E_c} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (4.44)$$

O parâmetro G_F representa a energia de fratura, a qual pode ser calculada pela Equação 4.45, de acordo com o *fib* Model Code 2020 (FIB, 2020). Adicionalmente, a variável l_{eq} denota o comprimento característico do elemento finito adotado no modelo numérico.

$$G_F = 85 f_c^{0,18} \quad (4.45)$$

Por fim, a degradação do concreto foi introduzida no CDP por meio dos modelos de dano à tração e à compressão propostos por Yu *et al.* (2010), conforme as Equações 4.46 e 4.47 em que d_c e d_t representam, respectivamente o dano à compressão e à tração.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad (4.46)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad (4.47)$$

4.3.2.5 Calibração e validação do modelo numérico

Para a calibração e validação do modelo numérico, consideraram-se os estudos de Uslu e Taşkin (2024) e Wang *et al.* (2017). No primeiro deles, Uslu e Taşkin (2024) analisaram experimental e numericamente 56 CFSTs com o objetivo de investigar a capacidade resistente axial desses elementos sob diferentes índices de esbeltez (local e global) e resistências à compressão de concreto. Já no segundo estudo, Wang *et al.* (2017) realizaram 12 ensaios com o intuito de avaliar o efeito de escala na capacidade resistente de pilares CFST, variando os diâmetros da seção transversal e o índice de esbeltez local.

No presente estudo, foram reproduzidos o modelo 88.9-300-C4 de Uslu e Taşkin (2024) e os modelos 6D/t88-1 e 6D/t88-2 de Wang *et al.* (2017), cujas propriedades dos materiais e

características geométricas estão apresentadas na Tabela 4.7. A seleção desses modelos justifica-se pela abrangência de diferentes diâmetros e classes de resistência do concreto, aspecto fundamental para avaliar a capacidade preditiva do modelo de reproduzir o comportamento desses elementos frente ao efeito de escala.

Tabela 4.7: Características dos ensaios de referência para validação do modelo numérico de confinamento passivo

Modelo	D (mm)	t (mm)	f_{cm} (MPa)	f_y (MPa)	E_a (MPa)
88.9-300-C4	88,9	3,0	26,71	235	200
6D/t88-1	625,6	7,2	49,64	276	206
6D/t88-2	632,1	7,0	49,64	276	206

Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

As cargas últimas experimentais e numéricas, bem como a razão entre elas, estão sumarizadas na Tabela 4.8. Adicionalmente, os resultados correspondentes ao comportamento estrutural, expressos por meio das curvas de força-deformação axial (ou tensão-deformação axial), estão apresentados na Figura 35.

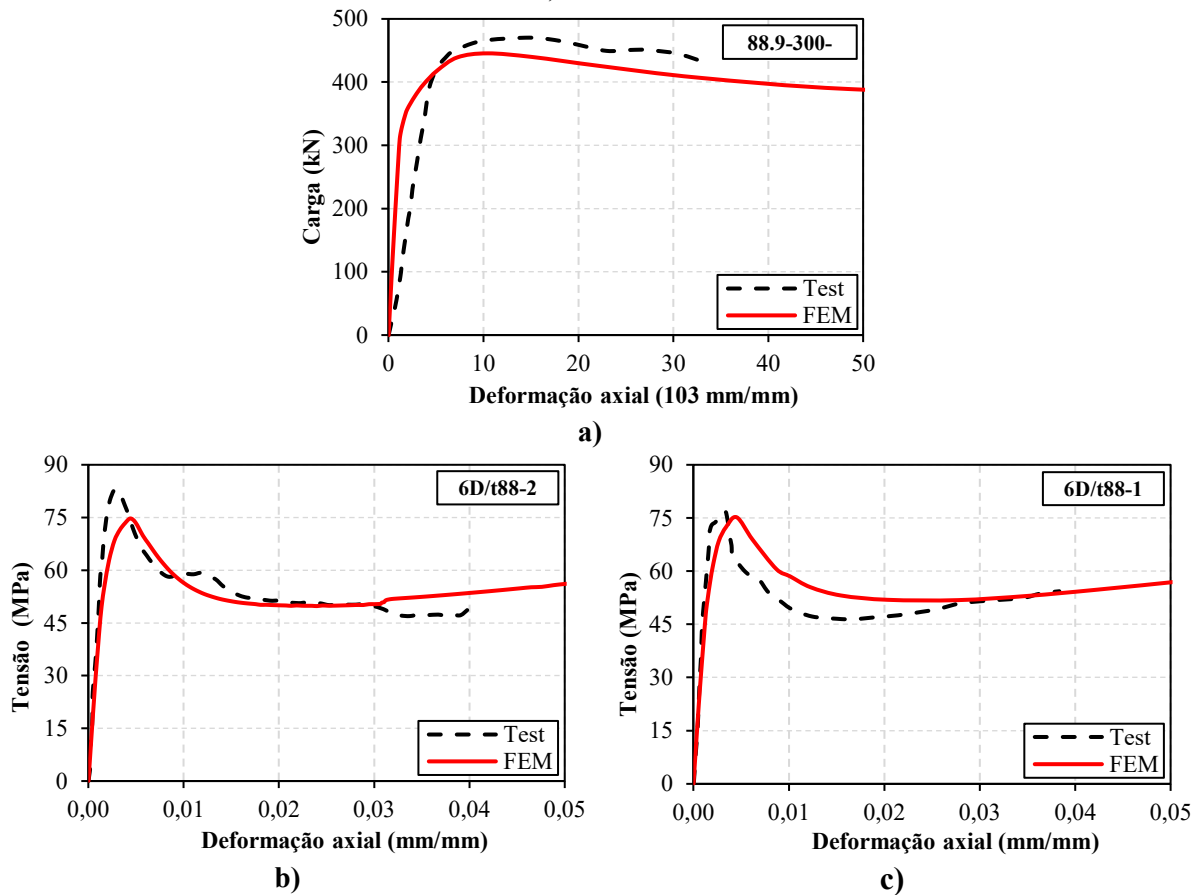
Tabela 4.8: Comparação das cargas últimas dos modelos experimentais e numéricos

Modelo	P_{exp} (kN)	P_{num} (kN)	P_{num}/P_{exp}	σ_{exp} (MPa)	σ_{num} (MPa)	$\sigma_{num}/\sigma_{exp}$
88.9-300-C4	470,20	445,64	0,95	-	-	-
6D/t88-1	-	-	-	76,98	75,23	0,98
6D/t88-2	-	-	-	82,86	74,71	0,90

Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

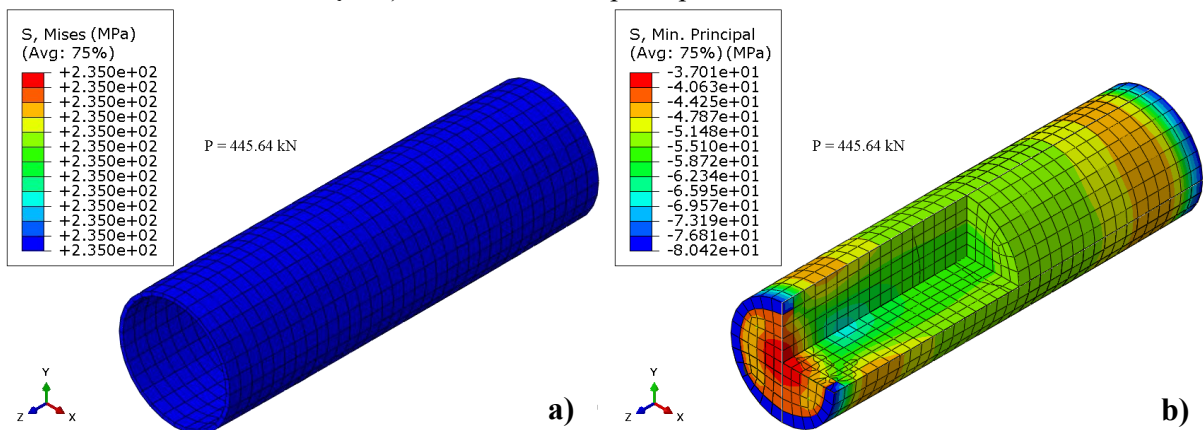
A comparação dos resultados numéricos e experimentais demonstrou boa concordância. Para o modelo 88.9-300-C4, a carga última experimental média foi de 470,20 kN, enquanto o modelo numérico atingiu 445,64 kN, resultando em um erro relativo de 5% (razão Num/Exp de 0,95). Embora a simulação tenha apresentado uma rigidez inicial ligeiramente superior à registrada em laboratório, as tendências de comportamento global do ensaio foram capturadas adequadamente. A Figura 4.8a apresenta a comparação entre a curva experimental e numérica para esse modelo, enquanto a Figura 4.9 ilustra a distribuição das tensões de von Mises no perfil tubular e das tensões principais mínimas no núcleo de concreto, obtidas como resposta do modelo numérico no instante de pico.

Figura 4.8: Comparação das curvas experimentais e numéricas: a) modelo 88.9-300-C4; b) modelo 6D/t88-1; c) modelo 6D/t88-2



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura 4.9: Resultados da análise numérica para o modelo 88.9-300-C4: a) tensões de von Mises no tubo de aço; b) tensões mínimas principais no núcleo de concreto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Em relação aos modelos de maior diâmetro (série 6D/t88), as simulações exibiram rigidez inicial equivalente à dos ensaios experimentais e capturaram com precisão os regimes pré-pico e pós-pico. As tensões últimas foram obtidas pela razão entre o carregamento aplicado

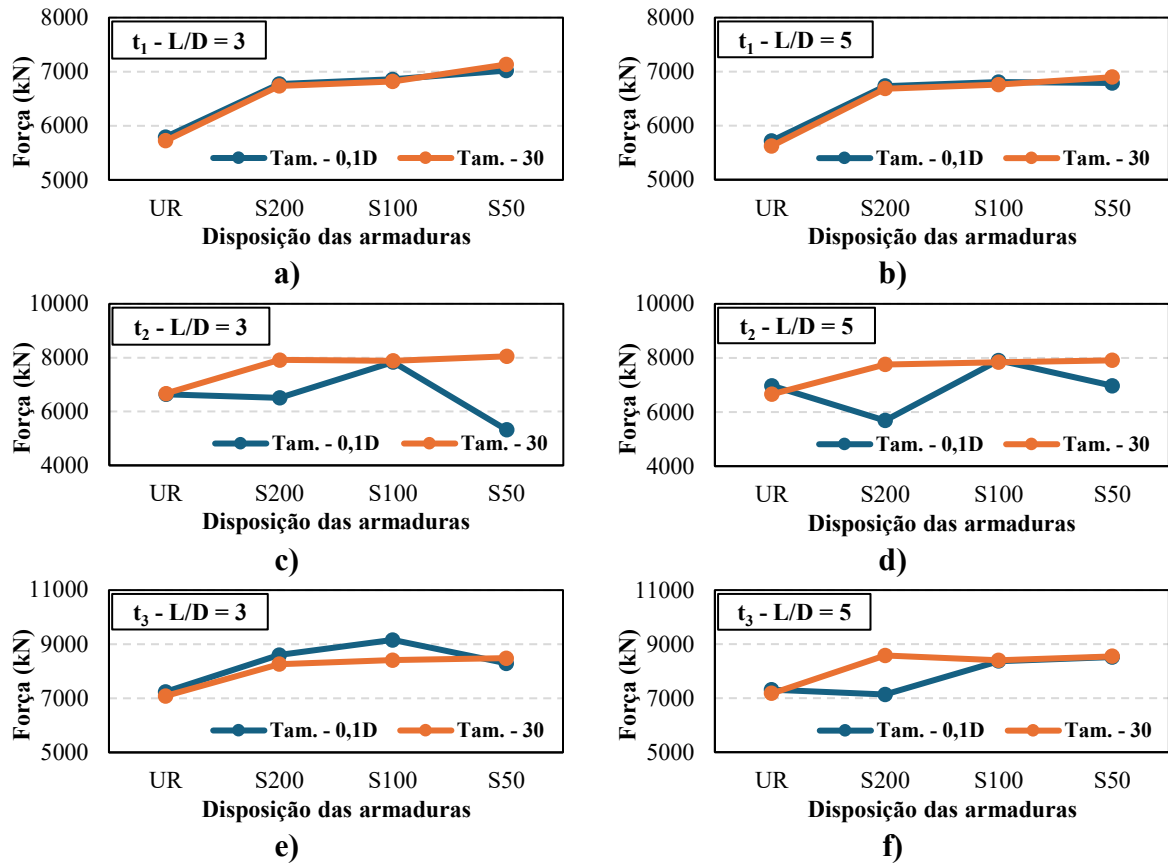
e a área da seção transversal indeformada. Sob esse critério, o modelo 6D/t88-1 alcançou 75,23 MPa numericamente frente aos 76,98 MPa experimentais (erro de 2% e razão de 0,98). Já o modelo 6D/t88-2 apresentou uma tensão máxima numérica de 74,71 MPa em comparação com 82,86 MPa do ensaio (erro de 10% e razão de 0,90), conforme as Figuras 4.8b e 4.8c. Essa diferença é aceitável e reflete a dispersão intrínseca que pode ocorrer em ensaios experimentais de elementos com características semelhantes.

Cabe ressaltar que a resposta do modelo numérico apresenta uma sensibilidade ao ângulo de dilatância (ψ), de maneira que as diferenças mais acentuadas entre as cargas numéricas e experimentais poderiam ser minimizadas mediante a calibração manual desse parâmetro. No entanto, por se tratar de um estudo paramétrico envolvendo múltiplas variáveis que influenciam o nível de confinamento e, conseqüentemente, a dilatância do material, optou-se pela utilização de um modelo preditivo, conforme descrito pela Equação 4.28. Essa abordagem garante que o parâmetro seja ajustado de acordo com as características de cada modelo.

Destaca-se, ainda, uma particularidade geométrica e numérica observada na transição entre a fase de calibração e o estudo paramétrico. O modelo numérico foi validado por meio de dados experimentais de pilares CFST sem armadura interna. Nessa etapa, a adoção de um tamanho característico de elemento finito equivalente a 0,1D provou-se eficiente no teste de malha, proporcionando os resultados calibrados. Contudo, ao aplicar essa mesma proporção geométrica de malha aos modelos com armadura do estudo paramétrico, a discretização revelou-se grosseira.

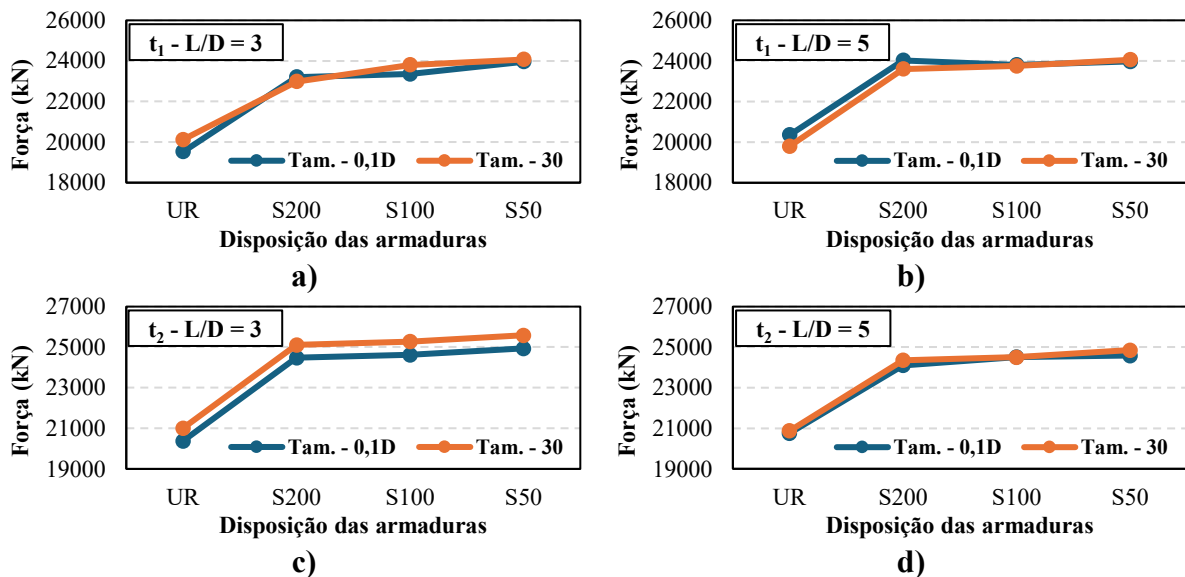
Em função da restrição cinemática imposta às barras de aço no interior do núcleo de concreto (interação do tipo *embedded region*), a malha grosseira induziu o surgimento de pontos de rigidez artificial excessiva nos nós acoplados. Esse fenômeno, conhecido na literatura como travamento cinemático (*kinematic locking*) (Simulia, 2024b), comprometeu a resposta global dos modelos. Desse modo, para controlar essa instabilidade, optou-se por padronizar o tamanho característico da malha em 30 mm para todos os modelos do estudo, conforme mencionado anteriormente. Essa dimensão reduziu significativamente o travamento e apresentou maior coerência nos resultados; contudo, alguns modelos específicos ainda se mostraram residualmente sensíveis a esse problema numérico. As diferenças nos resultados obtidos em função dos diferentes refinamentos de malha avaliados estão ilustradas nos gráficos das Figuras 4.10, 4.11 e 4.12.

Figura 4.10: Comparação do refinamento da malha para o modelo D300: a) espessura t_1 e $L/D = 3$; b) espessura t_1 e $L/D = 5$; c) espessura t_2 e $L/D = 3$; d) espessura t_2 e $L/D = 5$; e) espessura t_3 e $L/D = 3$; e f) espessura t_3 e $L/D = 5$



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura 4.11: Comparação do refinamento da malha para o modelo D600: a) espessura t_1 e $L/D = 3$; b) espessura t_1 e $L/D = 5$; c) espessura t_2 e $L/D = 3$; d) espessura t_2 e $L/D = 5$; e) espessura t_3 e $L/D = 3$; e f) espessura t_3 e $L/D = 5$



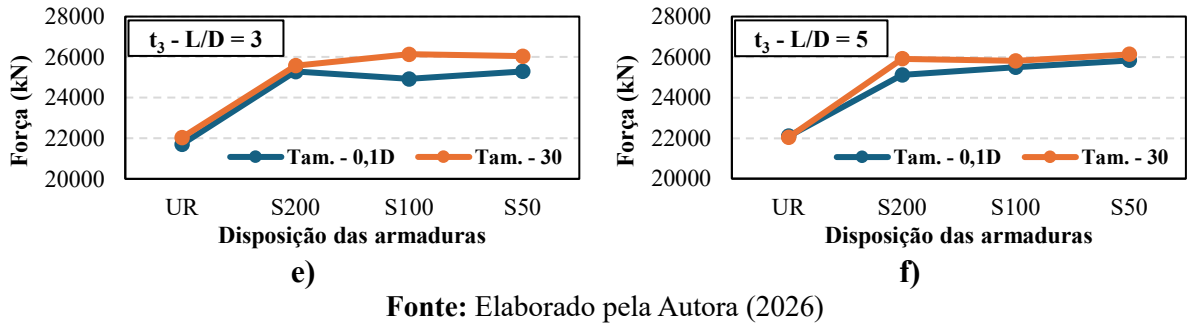
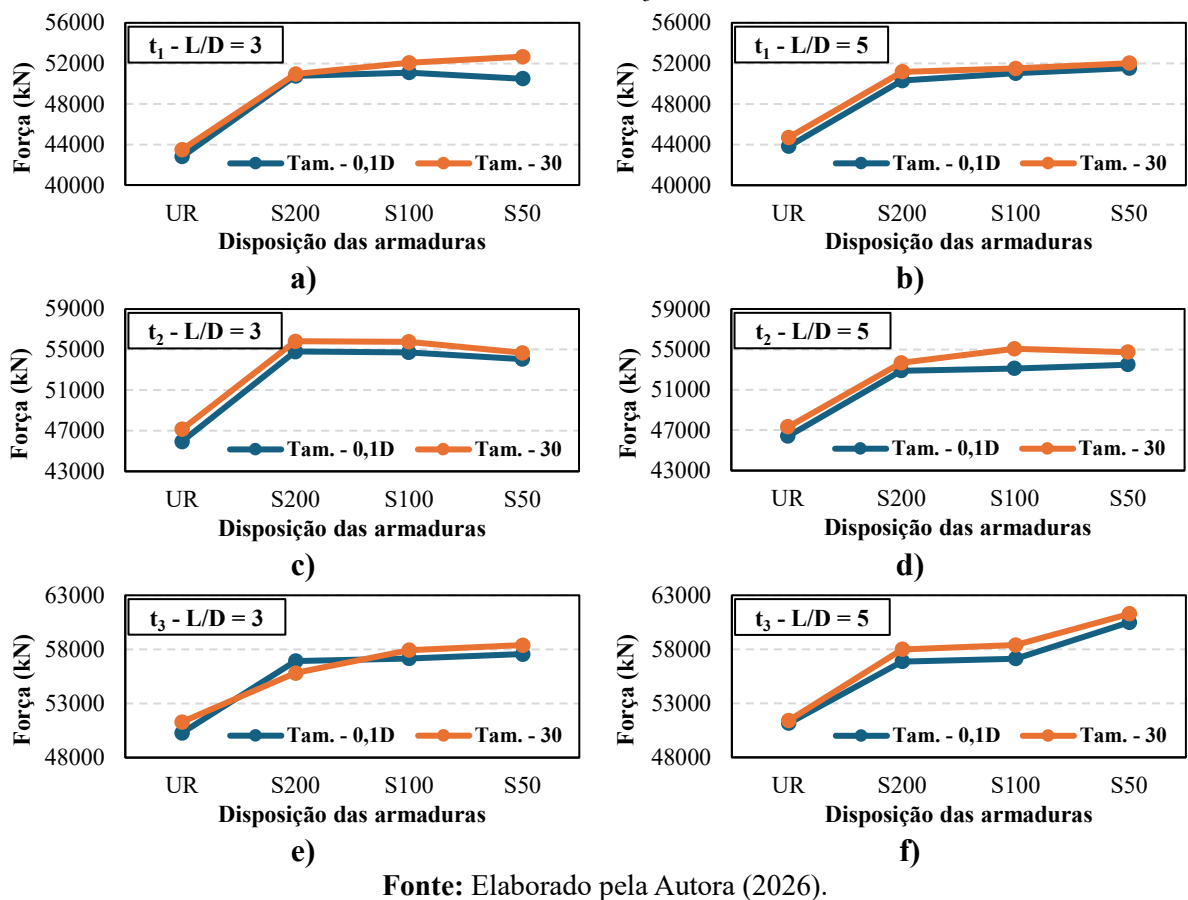


Figura 4.12: Comparação do refinamento da malha para o modelo D900: a) espessura t_1 e $L/D = 3$; b) espessura t_1 e $L/D = 5$; c) espessura t_2 e $L/D = 3$; d) espessura t_2 e $L/D = 5$; e) espessura t_3 e $L/D = 3$; e f) espessura t_3 e $L/D = 5$

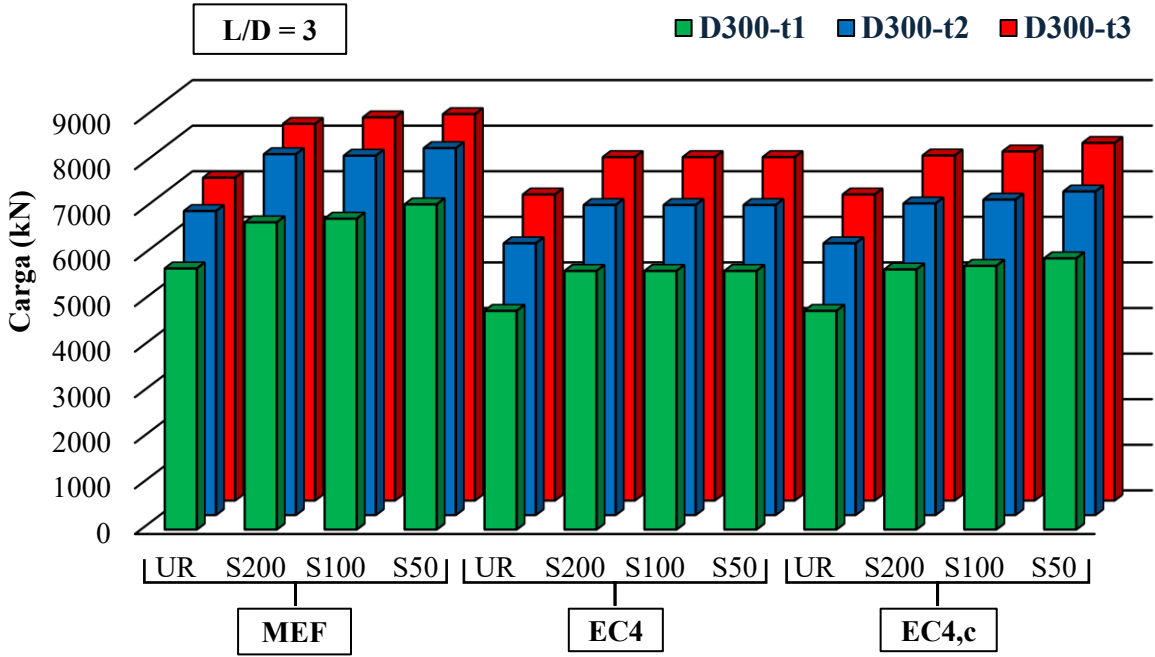


4.3.3 Resultados

A Tabela 4.9 apresenta os resultados das cargas últimas obtidas pelos modelos numéricos e pelas previsões analíticas, bem como as razões entre elas para todos os 72 modelos simulados. Adicionalmente, as Figuras 4.13 e 4.14 exibem os gráficos comparativos das capacidades resistentes obtidas para a série D300. A nomenclatura dos corpos de prova foi estruturada em função do diâmetro, da configuração das armaduras, da espessura do tubo e do comprimento do pilar, adotando-se o padrão *XD-config-tY-ZD*. Nessa codificação, *X* indica o

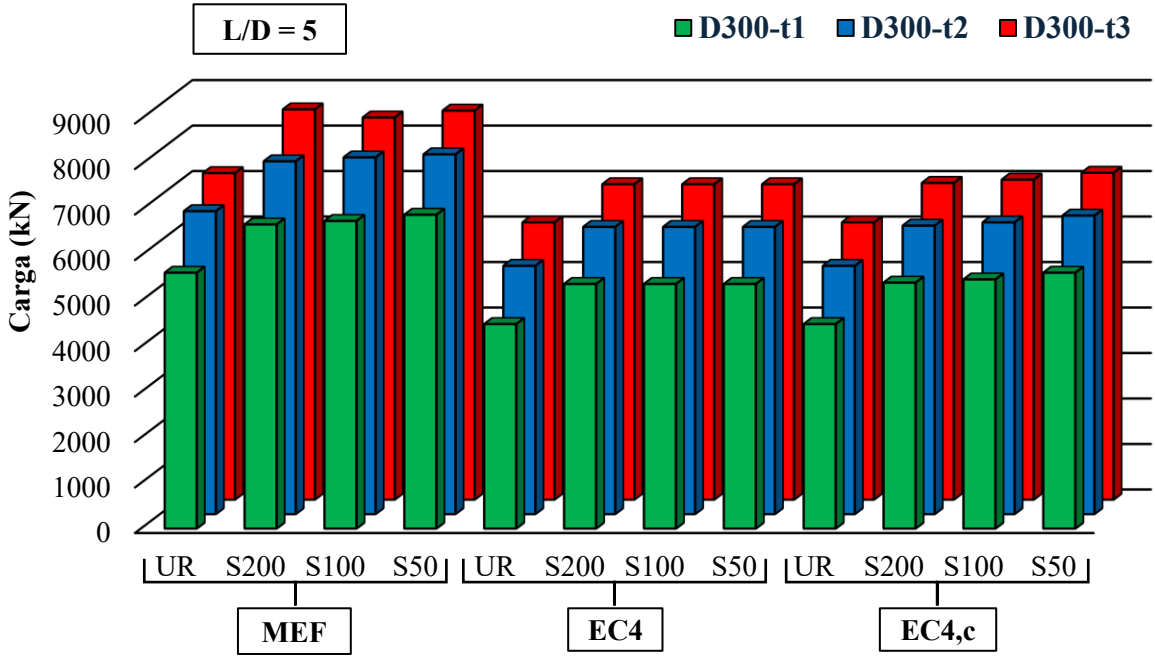
diâmetro externo, *config* denota a disposição da armadura (UR, S200, S100 ou S50), *Y* representa a espessura do perfil tubular (1, 2 ou 3) e *Z* corresponde à relação de esbeltez *L/D*.

Figura 4.13: Comparação das cargas últimas numéricas e analíticas para os modelos D300: todas as disposições de armaduras com *L/D*=3



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura 4.14: Comparação das cargas últimas numéricas e analíticas para os modelos D300: todas as disposições de armaduras com *L/D*=5



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Tabela 4.9: Síntese das cargas últimas numéricas e experimentais, bem como as razões correspondentes para todos os modelos do estudo do confinamento passivo

Modelo	P_{MEF} (kN)	P_{EC4} (kN)	$P_{EC4,c}$ (kN)	P_{MEF}/P_{EC4}	$P_{MEF}/P_{EC4,c}$	$P_{EC4,c}/P_{EC4}$	Modelo	P_{MEF} (kN)	P_{EC4} (kN)	$P_{EC4,c}$ (kN)	P_{MEF}/P_{EC4}	$P_{MEF}/P_{EC4,c}$	$P_{EC4,c}/P_{EC4}$
D300-UR-T1-3D	5727.52	4796.74	4796.74	1.19	1.19	1.00	D300-UR-t1-5D	5625.08	4495.52	4495.52	1.25	1.25	1.00
D300-S200-t1-3D	6739.01	5672.81	5705.09	1.19	1.18	1.01	D300-S200-t1-5D	6685.75	5377.30	5406.24	1.24	1.24	1.01
D300-S100-t1-3D	6819.24	5672.81	5783.48	1.20	1.18	1.02	D300-S100-t1-5D	6761.74	5377.30	5476.50	1.26	1.23	1.02
D300-S50-t1-3D	7132.75	5672.81	5948.99	1.26	1.20	1.05	D300-S50-t1-5D	6898.76	5377.30	5624.91	1.28	1.23	1.05
D300-UR-t2-3D	6668.94	5960.75	5960.75	1.12	1.12	1.00	D300-UR-t2-5D	6659.11	5457.49	5457.49	1.22	1.22	1.00
D300-S200-t2-3D	7916.04	6800.97	6835.01	1.16	1.16	1.01	D300-S200-t2-5D	7755.23	6313.36	6341.87	1.23	1.22	1.00
D300-S100-t2-3D	7882.60	6800.97	6919.44	1.16	1.14	1.02	D300-S100-t2-5D	7841.18	6313.36	6412.57	1.24	1.22	1.02
D300-S50-t2-3D	8048.28	6800.97	7098.02	1.18	1.13	1.04	D300-S50-t2-5D	7908.48	6313.36	6561.98	1.25	1.21	1.04
D300-UR-t3-3D	7080.57	6714.00	6714.00	1.05	1.05	1.00	D300-UR-t3-5D	7177.71	6095.17	6095.17	1.18	1.18	1.00
D300-S200-t3-3D	8262.09	7533.80	7568.95	1.10	1.09	1.00	D300-S200-t3-5D	8578.71	6933.73	6962.22	1.24	1.23	1.00
D300-S100-t3-3D	8405.06	7533.80	7657.46	1.12	1.10	1.02	D300-S100-t3-5D	8400.06	6933.73	7033.92	1.21	1.19	1.01
D300-S50-t3-3D	8475.87	7533.80	7844.97	1.13	1.08	1.04	D300-S50-t3-5D	8551.43	6933.73	7185.60	1.23	1.19	1.04
D600-UR-t1-3D	20111.50	17029.57	17029.57	1.18	1.18	1.00	D600-UR-t1-5D	19795.90	16070.65	16070.65	1.23	1.23	1.00
D600-S200-t1-3D	22976.50	20318.38	20439.95	1.13	1.12	1.01	D600-S200-t1-5D	23603.20	19264.10	19369.17	1.23	1.22	1.01
D600-S100-t1-3D	23803.20	20318.38	20613.49	1.17	1.15	1.01	D600-S100-t1-5D	23750.90	19264.10	19524.44	1.23	1.22	1.01
D600-S50-t1-3D	24071.00	20318.38	20964.41	1.18	1.15	1.03	D600-S50-t1-5D	24063.90	19264.10	19838.43	1.25	1.21	1.03
D600-UR-t2-3D	21007.80	17869.30	17869.30	1.18	1.18	1.00	D600-UR-t2-5D	20882.40	16748.99	16748.99	1.25	1.25	1.00
D600-S200-t2-3D	25107.80	21131.12	21250.22	1.19	1.18	1.01	D600-S200-t2-5D	24502.70	19929.97	20190.28	1.23	1.21	1.01
D600-S100-t2-3D	25272.20	21131.12	21426.46	1.20	1.18	1.01	D600-S100-t2-5D	24502.70	19929.97	20190.28	1.23	1.21	1.01
D600-S50-t2-3D	25579.10	21131.12	21782.82	1.21	1.17	1.03	D600-S50-t2-5D	24851.60	19929.97	20504.34	1.25	1.21	1.03
D600-UR-t3-3D	22039.50	19147.77	19147.77	1.15	1.15	1.00	D600-UR-t3-5D	22042.20	17801.02	17801.02	1.24	1.24	1.00
D600-S200-t3-3D	25578.50	22369.21	22490.95	1.14	1.14	1.01	D600-S200-t3-5D	25917.00	20957.49	21062.57	1.24	1.23	1.01
D600-S100-t3-3D	26135.30	22369.21	22671.51	1.17	1.15	1.01	D600-S100-t3-5D	25815.80	20957.49	21218.39	1.23	1.22	1.01
D600-S50-t3-3D	26045.80	22369.21	23036.60	1.16	1.13	1.03	D600-S50-t3-5D	26139.00	20957.49	21533.36	1.25	1.21	1.03
D900-UR-t1-3D	43495.30	39475.53	39475.53	1.10	1.10	1.00	D900-UR-t1-5D	44697.60	35829.16	39475.53	1.25	1.13	1.10
D900-S200-t1-3D	50957.30	44286.76	44498.53	1.15	1.15	1.00	D900-S200-t1-5D	51179.70	41896.08	42086.66	1.22	1.22	1.00
D900-S100-t1-3D	52061.50	44286.76	44771.01	1.18	1.16	1.01	D900-S100-t1-5D	51507.80	41896.08	42330.45	1.23	1.22	1.01
D900-S50-t1-3D	52665.20	44286.76	45318.14	1.19	1.16	1.02	D900-S50-t1-5D	52020.60	41896.08	42819.97	1.24	1.21	1.02
D900-UR-t2-3D	47152.40	40773.83	40773.83	1.16	1.16	1.00	D900-UR-t2-5D	47325.50	39475.53	39475.53	1.20	1.20	1.00
D900-S200-t2-3D	55810.20	46759.54	46976.96	1.19	1.19	1.00	D900-S200-t2-5D	53657.30	43935.20	44125.84	1.22	1.22	1.00
D900-S100-t2-3D	55760.20	46759.54	47255.39	1.19	1.18	1.01	D900-S100-t2-5D	55052.20	43935.20	44369.96	1.25	1.24	1.01
D900-S50-t2-3D	54678.10	46759.54	47814.43	1.17	1.14	1.02	D900-S50-t2-5D	54720.10	43935.20	44860.05	1.25	1.22	1.02
D900-UR-t3-3D	51289.30	45235.62	45235.62	1.13	1.13	1.00	D900-UR-t3-5D	51429.60	41591.95	41591.95	1.24	1.24	1.00
D900-S200-t3-3D	53217.31	51105.41	51330.98	1.04	1.04	1.00	D900-S200-t3-5D	58003.30	47557.24	47748.98	1.22	1.21	1.00
D900-S100-t3-3D	57927.00	51105.41	51620.46	1.13	1.12	1.01	D900-S100-t3-5D	58404.80	47557.24	47995.00	1.23	1.22	1.01
D900-S50-t3-3D	58382.80	51105.41	52201.65	1.14	1.12	1.02	D900-S50-t3-5D	61276.70	47557.24	48488.77	1.29	1.26	1.02

Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

A análise da Figura 4.13 demonstra que as cargas últimas numéricas aumentam com o incremento da espessura e com a adição das armaduras, evidenciando um comportamento escalonado entre as diferentes configurações. Os modelos sem armadura interna (UR) apresentam as menores capacidades resistentes, pois contam apenas com a contribuição do núcleo de concreto e do perfil de aço. A incorporação das armaduras longitudinais eleva a carga última devido à sua contribuição direta à resistência axial. Por sua vez, a adição de armaduras transversais e a consequente redução do espaçamento entre elas potencializam significativamente a capacidade resistente do sistema, devido ao aumento do efeito de confinamento passivo do concreto.

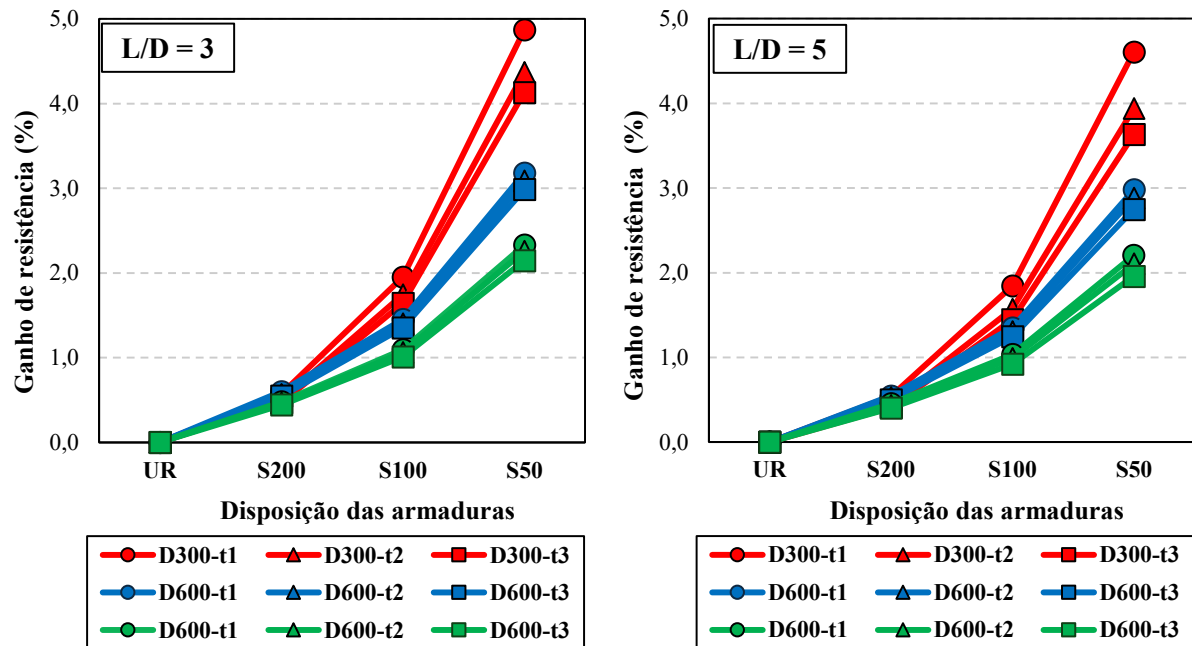
Com relação ao comprimento dos pilares, percebe-se que o aumento da relação L/D (Figura 4.14) não gerou diferenças significativas na magnitude das cargas últimas, comportamento análogo ao observado por Oliveira (2009) para concretos de resistência intermediária.

Destaca-se que os resultados numéricos para as séries de maior diâmetro (D600 e D900) seguiram as mesmas tendências observadas para o modelo D300, exceto pelo aumento da magnitude das cargas últimas, o qual é proporcional ao aumento da área da seção transversal (Tabela 4.9). Cabe comentar, contudo, que um grupo restrito de simulações numéricas apresentou respostas que não acompanharam as tendências esperadas. Conforme discutido na Seção 4.3.2.5, esse desvio não possui origem física, mas está atrelado à instabilidade gerada pelo travamento cinemático (*kinematic locking*). Assim, a propensão de aumento da capacidade resistente com o aumento da taxa de armadura transversal não pôde ser integralmente capturada nesses modelos específicos.

Com relação às previsões normativas, a análise das Figuras 4.13 e 4.14 indica as mesmas tendências de variações nas cargas últimas verificadas numericamente para todos os modelos, validando a coerência da análise. Em termos quantitativos, a Tabela 4.9 apresenta as razões entre a capacidade preditiva do modelo analítico proposto e a da previsão tradicional, adicionalmente, de maneira visual, os gráficos da Figura 4.15 ilustram essa mesma relação entre as diferentes abordagens analíticas. Observa-se que os ganhos de capacidade resistente em função do confinamento pelos estribos são mais pronunciados para os pilares de menor diâmetro (série D300), atingindo um ganho de 5% em comparação à previsão normativa que desconsidera esse efeito. À medida que o diâmetro aumenta, o ganho relativo diminui para patamares de até 1%, indicando a perda do confinamento passivo associada ao efeito de escala. Adicionalmente, verifica-se que o incremento da espessura do perfil tubular também reduz o nível de confinamento. Como consequência, maiores ganhos de resistência para cada seção

foram atribuídos à menor espessura considerada (t_1), ressaltando-se que benefício relativo imposto pelos estribos é mais pronunciado para seções com maior esbeltez local (Isleem *et al.*, 2023; Guo *et al.*, 2025). Destaca-se, contudo, que esse benefício diminui para os diâmetros mais elevados.

Figura 4.15: Influência das armaduras transversais na previsão da capacidade resistente de pares CFST pelo EN 1994-1-1:2026: comparação entre a abordagem convencional e o modelo proposto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Por fim, a Tabela 4.10 apresenta as razões médias entre as cargas últimas numéricas e analíticas (P_{MEF}/P_{an}) e o coeficiente de variação (CoV) para diferentes parâmetros estudados, permitindo avaliar a sensibilidade dos métodos com relação a cada variável.

Pela Tabela 10, evidencia-se o conservadorismo da norma europeia em ambas as abordagens preditivas, uma vez que todas as razões P_{MEF}/P_{an} se mantiveram superiores à unidade. De maneira geral, a formulação convencional do EN 1994-1-1 (CEN, 2026) apresentou uma diferença média de 20% em relação aos resultados numéricos (P_{MEF}/P_{EC4} médio de 1,20), enquanto a abordagem sugerida reduziu esse conservadorismo para 18% (P_{MEF}/P_{EC4} médio de 1,18). Além dessa redução da margem de segurança, destaca-se a queda no coeficiente de variação (CoV), que passou de 0,0130 na abordagem padrão para 0,0096 no modelo proposto. Essa redução comprova que a consideração do duplo confinamento confere maior precisão e menor dispersão estatística às previsões de capacidade resistente.

Tabela 4.10: Razão média entre as cargas últimas numéricas e analíticas por parâmetro de análise

Parâmetro	P_{MEF}/P_{EC4}	$P_{MEF}/P_{EC4,c}$
D300	1,20	1,18
D600	1,20	1,19
D900	1,19	1,17
L/D = 3	1,16	1,14
L/D = 5	1,24	1,22
UR	1,19	1,18
S200	1,19	1,18
S100	1,20	1,19
S50	1,22	1,18
Média	1,20	1,18
CoV	0,0130	0,0096

Fonte: Elaborado pela Autora (2026)

Ao avaliar a influência da geometria, constata-se pouca variação na previsão de ambos os modelos frente ao aumento do diâmetro externos, com a maior diferença sendo de 1% ao incremento de cada diâmetro. Esse comportamento evidencia que as formulações analíticas não são significativamente penalizadas pelo efeito de escala. Com relação à esbeltez global dos pilares, observa-se um aumento na razão $P_{MEF}/P_{EC4,c}$ de 1,14 para 1,22, mesma proporção de aumento também da P_{MEF}/P_{EC4} (1,16 para 1,24). Esse incremento indica que, para pilares levemente mais esbeltos, os efeitos de instabilidade global começam a interagir com o confinamento, levando as normativas a assumirem posturas ainda mais conservadoras.

O principal mérito do modelo analítico sugerido, contudo, revela-se na análise das configurações de armadura. Observa-se que, na abordagem convencional (P_{MEF}/P_{EC4}), o erro preditivo cresce gradativamente à medida que o confinamento aumenta, passando de 1,19 no modelo sem armadura (UR) para 1,22 na configuração mais densa (S50). Esse distanciamento comprova a incapacidade do EN 1994-1-1 (CEN, 2026) em contabilizar o ganho de resistência advindo do confinamento passivo gerado pela armadura transversal. Em contrapartida, o modelo modificado ($P_{MEF}/P_{EC4,c}$) manteve a sua precisão estabilizada em 1,18 para praticamente todas as configurações (UR, S200, S50), com um pico irrisório de 1,19 em S100, como consequência das inconsistências numéricas. Essa constância prova que a formulação proposta é capaz de capturar e quantificar o efeito do duplo confinamento de forma consistente, eliminando a distorção gerada pela omissão da armadura transversal no cálculo normativo tradicional.

4.4 ANÁLISE CRÍTICA

Com base no estudo conduzido, constatou-se que o modelo numérico apresentou consistência ao representar o ganho de resistência do concreto sob o intervalo de confinamento de até $0,67 \cdot f_{cm}$ para as resistências à compressão consideradas, apresentando um erro máximo de 14% com relação aos resultados experimentais nesse intervalo. No entanto, para tensões de confinamento elevadas, da ordem da resistência do concreto ou superior, o modelo superestima a tensão máxima, apresentando erros de até 66%.

Ainda, o modelo analítico do EN 1992-1-1 (CEN, 2023) demonstrou eficiência na previsão do ganho de resistência e do comportamento da curva tensão vs. deformação em todo o intervalo de tensões de confinamento analisado, assegurando uma maior consistência aos resultados teóricos.

Ao expandir a análise para as simulações do confinamento passivo, constatou-se que, o modelo numérico é capaz de representar as tendências de comportamento previstas para os pilares RCFST, mesmo frente às instabilidades numéricas pontuais. Verificou-se que o aumento na capacidade resistente dos modelos com armadura resulta tanto da contribuição axial direta das barras longitudinais quanto do confinamento adicional incorporado pelas armaduras transversais, sendo este efeito potencializado pela redução do espaçamento entre os estribos.

Ao avaliar as previsões normativas, a proposição analítica de duplo confinamento demonstrou-se superior à formulação tradicional da EN 1994-1-1 (CEN, 2026). A abordagem sugerida reduziu o conservadorismo médio global de 20% para 18% e promoveu uma queda na dispersão estatística dos resultados, reduzindo o coeficiente de variação (CoV) de 0,0130 para 0,0096. Adicionalmente, o modelo analítico proposto manteve a razão preditiva estabilizada em 1,18 para praticamente todas as configurações de armadura avaliadas. Esse comportamento comprova a capacidade da formulação em quantificar o confinamento promovido pelos estribos, eliminando a tendência de aumento do erro com o incremento da taxa de armadura observada no modelo convencional.

A análise paramétrica evidenciou que o efeito do confinamento passivo diminui com o aumento do diâmetro do pilar (efeito de escala). Enquanto a série de menor diâmetro (D300) apresentou ganhos de resistência de até 5%, as séries maiores registraram incrementos próximos a apenas 1%. Apesar dessa expressiva variação física, a precisão das formulações analíticas não foi prejudicada. Por fim, o incremento da esbeltez global dos pilares resultou em um aumento direto no conservadorismo das previsões analíticas. Ao transitar da relação $L/D = 3$ para $L/D = 5$, a razão $P_{MEF}/P_{EC4,c}$ saltou de 1,14 para 1,22, evidenciando que os efeitos de instabilidade

global começam a interagir com o confinamento nos métodos normativos, forçando-os a adotarem posturas de cálculo ainda mais conservadoras.

De modo geral, o estudo da presente seção permitiu compreender como a capacidade resistente de pilares CFST é influenciada pelo confinamento e como esse mecanismo responde a diferentes parâmetros comuns de projeto. Além disso, o estudo permitiu verificar que os modelos constitutivos dos materiais estão calibrados e que a ferramenta numérica está apta para a modelagem da ligação.

Ressalta-se, contudo, que estudos adicionais são necessários para representar de maneira fidedigna o comportamento do concreto sob níveis de confinamento elevados. Adicionalmente, evidencia-se a necessidade da calibração do modelo numérico a partir de resultados experimentais de pilares CFST com armaduras internas, para a melhor mensuração da capacidade resistente desses elementos e para uma melhor avaliação do efeito de *kinematic locking*.

5 INTERFACE AÇO-CONCRETO

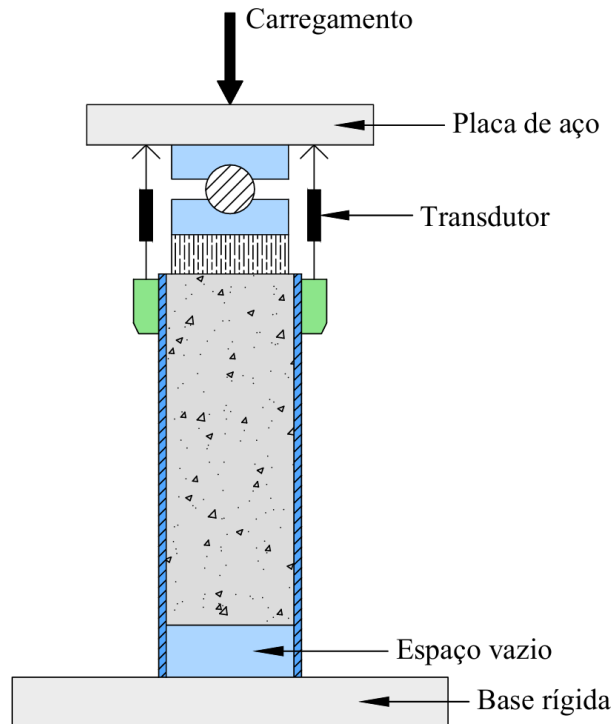
O desempenho mecânico dos pilares CFST depende da ação conjunta entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, a qual é assegurada pela compatibilidade de deformações entre os materiais. Essa condição ideal é facilmente alcançada na situação em que um carregamento axial é aplicado sobre toda a seção transversal do pilar, distribuindo os esforços proporcionalmente à capacidade resistente de cada componente e submetendo-os à mesma deformação. Nas regiões de introdução de carga, contudo, os detalhamentos de ligações capazes de transferir os esforços das vigas sobre toda a seção transversal do pilar são complexos e antieconômicos (Johansson; Gylltoft, 2002; Fakury; Castro e Silva; Caldas, 2017; Debnath; Xu; Chan, 2023). Desse modo, em situações práticas, a parcela majoritária do carregamento proveniente das vigas é geralmente introduzida diretamente no perfil de aço, o que resulta em uma distribuição desigual de esforços entre as duas seções do elemento estrutural. Nessas regiões ocorre, então, uma descontinuidade em termos de deformações, e a ação conjunta do pilar CFST deve ser assegurada pela transferência efetiva do carregamento do tubo de aço para o núcleo de concreto, a qual ocorre principalmente pela resistência ao cisalhamento da interface entre os materiais (Dunberry; Leblanc; Redwood, 1987; Roeder; Cameron; Brown, 1999; Fakury; Castro e Silva; Caldas, 2017).

Sendo assim, o entendimento do comportamento da interface aço-concreto é imprescindível para a compreensão do mecanismo de introdução de carga em pilares CFST para o caso das ligações simples ao cisalhamento, que se enquadram na tipologia de ligação mencionada. Diante disso, as seções 5.1 e 5.2 apresentam a caracterização do comportamento da interface de um pilar CFST bem como as estratégias de modelagem numéricas utilizadas para representá-la no presente estudo.

5.1 COMPORTAMENTO DA INTERFACE

A maneira mais difundida de caracterização do comportamento da interface em pilares CFST consiste na realização de ensaios *push-out*. Nesse procedimento experimental, induz-se o deslizamento do núcleo de concreto com relação ao tubo de aço por meio da aplicação de um carregamento em apenas um dos componentes, geralmente na seção de concreto, enquanto o outro permanece fixo, conforme ilustra a Figura 5.1.

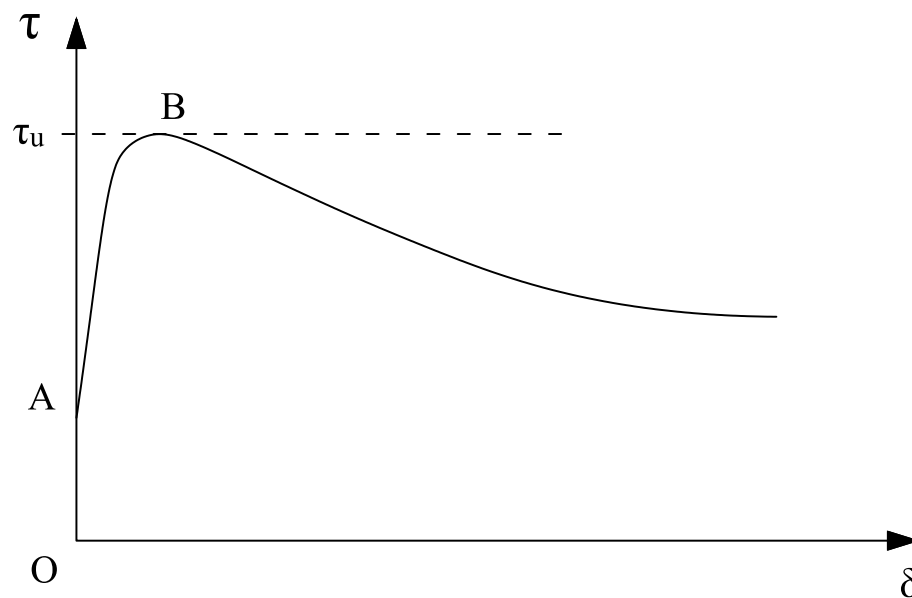
Figura 5.1: Configuração típica de um ensaio do tipo *push-out*



Fonte: Adaptado de Shakir-Khalil (1993).

A resposta mecânica obtida no ensaio, utilizada para a quantificação da resistência da interface, é expressa em termos da curva de tensão de cisalhamento (τ) vs. deslizamento (δ). Um dos formatos típicos dessa curva é apresentado na Figura 5.2, em que τ_u indica a tensão de cisalhamento última.

Figura 5.2: Resposta mecânica da interface - curva tensão de cisalhamento vs. deslizamento



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

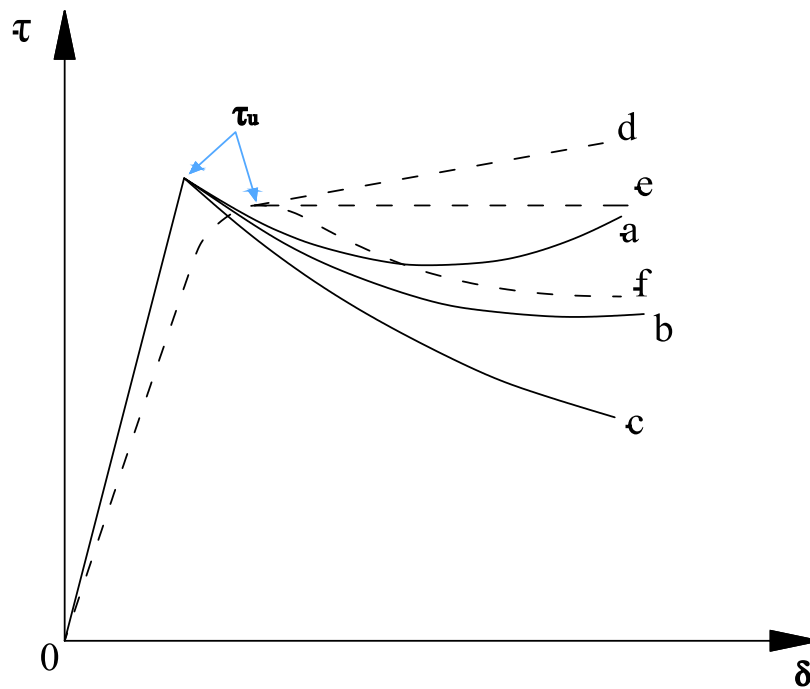
É possível afirmar que a resistência ao cisalhamento da interface resulta da atuação de três mecanismos principais (Roeder; Cameron; Brown, 1999; Lyu; Han, 2019; Debnath; Xu; Chan, 2023; Zheng *et al.*, 2024):

- **Aderência natural:** proveniente da adesão química entre a pasta de cimento e a superfície interna do tubo;
- **Microintertravamento mecânico:** caracterizado pelo atrito gerado pela interação do concreto com a rugosidade do aço;
- **Macrointertravamento mecânico:** associado ao atrito decorrente da pressão de contato entre as superfícies, em função da expansão do concreto ou de imperfeições de fabricação do tubo.

Associando esses mecanismos à curva da Figura 5.2, é possível descrever a resposta da interface conforme a evolução do carregamento. A aderência química atua no estágio inicial da aplicação da força, momento no qual o aço e o concreto resistem aos esforços conjuntamente sem que ocorra o deslizamento na interface (comportamento representado pelo trecho O-A da curva). O movimento relativo entre os materiais inicia quando a aderência química falha. Nesse momento, mobiliza-se o microintertravamento, que atua nos estágios iniciais do deslizamento (trecho A-B) (Roeder; Cameron; Brown, 1999; Johansson, 2003; Lyu; Han, 2019).

O ponto B representa a tensão de cisalhamento máxima que a interface suporta, sendo alcançada quando a resistência do microintertravamento é vencida, o que ocorre com cerca de 0,25 mm de deslizamento, de acordo com Roeder, Cameron e Brown (1999). A partir dessa etapa, a resposta da interface é governada principalmente pelo macrointertravamento. É importante destacar que, além da aderência química e do microintertravamento, o macrointertravamento também pode contribuir com uma parcela da tensão máxima. O nível dessa contribuição, bem como a trajetória das tensões de cisalhamento da interface pós-pico depende diretamente da magnitude das imperfeições da parede do tubo e da expansão do concreto. Assim, a tensão de cisalhamento residual pode decrescer, estabilizar-se em um patamar ou apresentar um leve encruamento com o avanço do deslizamento, conforme as diferentes curvas apresentadas na Figura 5.3 (Johansson, 2003; Lyu; Han, 2019; Zheng *et al.*, 2024).

Figura 5.3: Diferentes tipos de curva tensão de cisalhamento vs. deslizamento



Fonte: Adaptado de Zheng *et al.* (2024).

De modo geral, assume-se que o comportamento da interface descrito pelas curvas é uniforme ao longo de todo o seu comprimento. Diante disso, a tensão de cisalhamento (τ) é calculada como um valor médio, sendo definida pela razão entre a força aplicada (P) em cada passo de carregamento e a área da superfície interna de contato entre os materiais. A Equação 5.1 demonstra o cálculo da tensão de cisalhamento média em que p é o perímetro interno do tubo de aço e L_i é o comprimento de contato da interface.

$$\tau = \frac{P}{p \cdot L_i} \quad (5.1)$$

A resistência última da interface é representada pela tensão de cisalhamento máxima, obtida ao considerar a força de pico na Equação 5.1. Contudo, é importante compreender que esse valor máximo não é um parâmetro constante, podendo variar em função do tratamento da superfície de contato, do tipo de concreto e das características geométricas da seção transversal do pilar CFST. Nesse sentido, a capacidade de aderência da interface é prejudicada por fatores como dimensões elevadas da seção transversal, alto índice de retração do concreto e superfícies de contato polidas ou lubrificadas, contribuem para uma menor capacidade de aderência entre os materiais. Por outro lado, essa resistência é favorecida pela redução da seção transversal, pelo aumento da espessura do tubo de aço, por maiores níveis de rugosidade na parede interna e pelo uso de concreto expansivo. Além disso, é consolidado que seções circulares apresentam

maior resistência em comparação com as retangulares (Shakir-Khalil, 1993; Roeder, Cameron, Brown, 1999; Xu *et al.*, 2007; Lyu, Han, 2019; Wang *et al.*, 2022; ANSI, 2022).

Diante dessas variações, diversos autores têm proposto modelos analíticos para prever a resistência da interface. Considerando os pilares CFST de seção circular, Roeder, Cameron e Brown (1999) propuseram uma formulação em função da relação diâmetro-espessura (D/t) do tubo, associando a resistência da interface com a retração do concreto. Já Xu *et al.* (2007) levaram em consideração a resistência do concreto e o pré-tensionamento radial, obtido por meio da utilização de concreto expansivo. Para concretos convencionais, o único parâmetro considerado é a resistência à compressão do concreto, de modo que o modelo de Xu *et al.* (2007) converge com a formulação de Cai (2003). Zhang *et al.* (2012) e, posteriormente, Lyu e Han (2019) sugeriram uma abordagem focada na geometria da seção transversal, considerando a relação t/D^2 . Por fim, Wang *et al.* (2022) utilizaram o trabalho de Lyu e Han (2019) como base e, além da relação t/D^2 , incorporaram a dimensão da rugosidade em seu modelo.

Com relação às diretrizes normativas, a NBR 8800 (ABNT, 2024) e o AISC 360 (ANSI, 2022) adotam modelos baseados na geometria do tubo, considerando também a relação t/D^2 , enquanto o EN 1994-1-1 (CEN, 2026) mantém a tensão de cisalhamento máxima com valor constante de 0,55 MPa. O Quadro 5.1 resume os diferentes modelos de previsão da resistência da interface para pilares CFST de seção circular. Nas formulações apresentadas, D e t correspondem ao diâmetro do tubo de aço e sua respectiva espessura, q indica o nível de pré-tensão radial imposta ao núcleo de concreto, f_c denota a resistência à compressão do concreto e R_a representa a magnitude da rugosidade da superfície interna do tubo de aço.

Quadro 5.1: Diferentes modelos de previsão da resistência da interface de pilares CFST
(continua)

Referência	Equação	Un.	Observações
Roeder; Cameron; Brown (1999)	$\tau_u = 2,109 - 0,026 \left(\frac{D}{t} \right)$	[MPa]	$\frac{D}{t} \leq 80$
Xu <i>et al.</i> (2007)	$\tau_u = 0,1 \cdot f_c^{0,44} \cdot \left[1 + 9,2 \cdot \left(\frac{q}{f_c} \right)^{0,62} \right]$ $\tau_u = 0,1 \cdot f_c^{0,44}$	[MPa]	$0 \text{ MPa} \leq q \leq 6 \text{ MPa}$ $35 \text{ MPa} \leq f_c \leq 50 \text{ MPa}$
Zhang <i>et al.</i> (2012)	$\tau_u = 30,7 \cdot \left(\frac{t}{D^2} \right)$	[ksi]	$\tau_u \leq 0,2 \text{ ksi}$
Lyu; Han (2019)	$\tau_u = 0,071 + 4900 \cdot \left(\frac{t}{D^2} \right)$	[MPa]	$20 \text{ MPa} \leq f_c \leq 60 \text{ MPa}$ $120 \text{ mm} \leq D \leq 600 \text{ mm} ; \frac{D}{t} \leq 60$

(conclusão)			
Wang <i>et al.</i> (2022)	$\tau_u = a \cdot \left[0,071 + 4900 \cdot \left(\frac{t}{D^2} \right) \right]$	[MPa]	$a = \begin{cases} 1 & R_a \geq 5 \mu\text{m} \\ 0,3 + 0,14 R_a & R_a < 5 \mu\text{m} \end{cases}$
ANSI AISC 360 (2022)	$\tau_u = 5300 \cdot \left(\frac{t}{D^2} \right)$	[MPa]	$\tau_u \leq 1,4 \text{ MPa}$
ABNT NBR 8800 (2024)	$\tau_u = 2650 \cdot \left(\frac{t}{D^2} \right)$	[MPa]	$\tau_u \leq 0,7 \text{ MPa}$
CEN EN 1994-1-1 (2026)	$\tau_u = 0,55$	[MPa]	---

Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Diferentes autores relatam que existe uma grande dispersão na previsão da resistência da interface quando as formulações analíticas são utilizadas e comparadas a resultados experimentais (Lyu; Han, 2019; Debnath; Xu; Chan, 2023; Zheng *et al.*, 2024). Esse fato é atribuído, principalmente, às condições de fabricação da superfície interna do tubo, as quais fazem com que diferentes valores de tensão máxima de cisalhamento sejam alcançados mesmo sob características experimentais idênticas, levando as próprias equações preditivas a diferirem entre si. Esse cenário evidencia a necessidade de modelos analíticos mais precisos que considerem uma quantidade maior de variáveis (Lyu; Han, 2019; Debnath; Xu; Chan, 2023; Zheng *et al.*, 2024).

Apesar dessas limitações, as equações existentes se destacam por sua simplicidade e têm auxiliado no desenvolvimento de modelos numéricos, especialmente aqueles que simulam a introdução de carga por cisalhamento.

5.2 ESTRATÉGIAS DE MODELAGEM NUMÉRICA

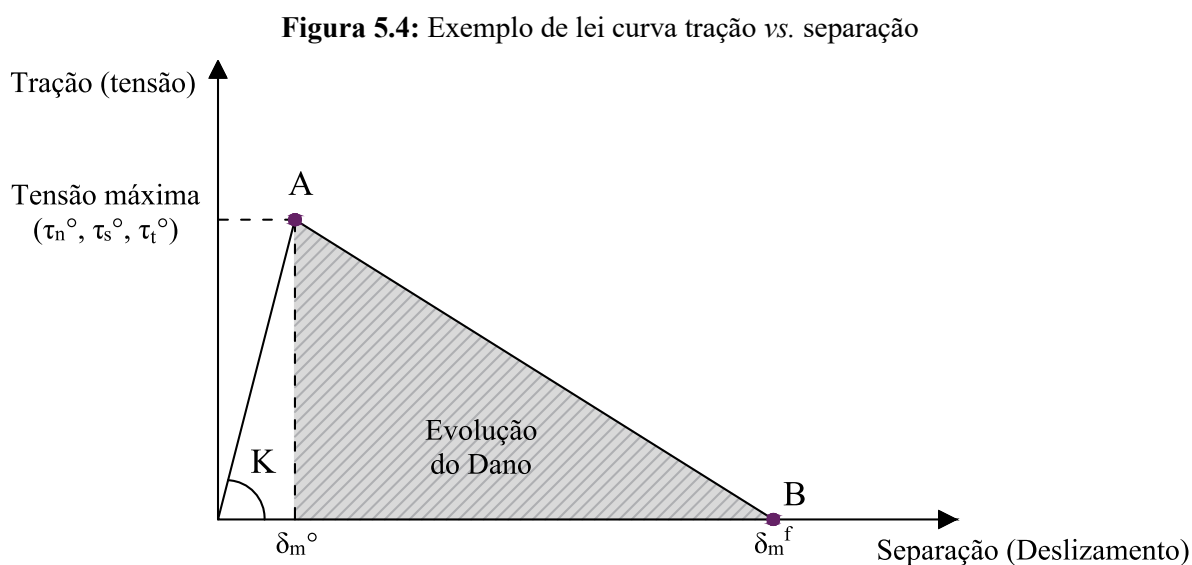
A correta representação numérica da interface aço-concreto de pilares CFST depende da adoção de estratégias de modelagem capazes de capturar a contribuição dos mecanismos que constituem sua resistência. Na simulação do comportamento de pilares CFST submetidos à compressão axial, por exemplo, o contato normal rígido (*hard contact*) associado ao critério de atrito de Mohr-Coulomb é amplamente empregado para representar a interface desses elementos no *software* Abaqus® (Simulia, 2024a), conforme utilizado na Seção 4.3.2 deste trabalho. Nessas situações, como o carregamento é aplicado simultaneamente nas seções de aço e de concreto e a transferência de esforços ocorre por apoio direto, os mecanismos de aderência química e microintertravamento podem ser ignorados (Johansson; Gylltoft, 2002). Desse modo, a consideração do atrito, gerado pela pressão de contato decorrente da expansão lateral do concreto, é suficiente para simular a interação entre os dois materiais.

Por outro lado, como a introdução de carga em ligações simples depende dos mecanismos de resistência da interface, a sua representação no modelo numérico torna-se necessária. Nesse contexto, Mollazadeh e Wang (2014) e Xu *et al.* (2021) empregaram propriedades coesivas por meio de contato aplicado a superfícies (*surface-based contact*) para simular a interface aço-concreto em seus estudos sobre a introdução de carga por cisalhamento em pilares CFST de seção quadrada e circular, respectivamente.

O uso do contato coesivo é indicado para situações em que a espessura da interface pode ser considerada desprezível e permite simular o comportamento de superfícies permanentemente ligadas ou de interfaces nas quais a aderência é mantida até um determinado limite, indicando que essa ligação pode sofrer falhas (Simulia, 2024b). Diante dessa definição, esse método mostra-se adequado para simular a interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto em pilares CFST, justificando a escolha dos autores mencionados anteriormente e, portanto, fundamentando sua utilização no presente trabalho. Desse modo, as Seções 5.2.1 a 5.2.3 baseiam-se nas instruções do manual do Abaqus® (Simulia, 2024b) e detalham a implementação do contato coesivo no *software*.

5.2.1 Lei tração vs. separação

Ao implementar o contato coesivo no modelo numérico, o comportamento mecânico da interface passa a ser representado por meio de uma curva tração vs. separação (*traction-separation law*) conforme ilustrado na Figura 5.4. Para o caso dos pilares CFST, essa relação pode ser interpretada como uma curva de tensão de cisalhamento vs. deslizamento.



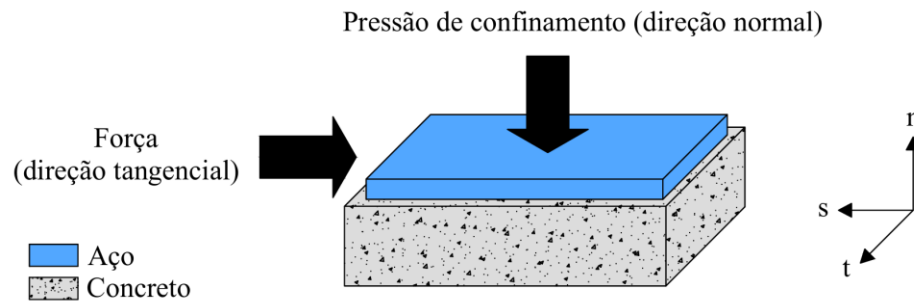
Fonte: Adaptado de Mollazadeh (2015).

De acordo com a Figura 5.4, a interface inicialmente assume um comportamento elástico linear crescente, indicando a aderência completa das superfícies e a ocorrência de uma separação ainda pouco significativa. Após atingir o ponto de pico, inicia-se o processo de degradação da ligação, correspondente à separação dos materiais em contato. Essa degradação respeita uma lei de evolução de dano. A correta representação computacional desse comportamento depende da definição de diferentes parâmetros, que serão descritos a seguir.

5.2.2 Rigidez inicial

A rigidez inicial (K) rege o comportamento linear elástico da interface, definindo a inclinação do primeiro trecho da curva de tração *vs.* separação, conforme observado na Figura 5.4. Esse parâmetro é representado por uma matriz constitutiva que relaciona o vetor de tensões atuantes ($\mathbf{t}$) – composto por componentes nas direções normal (t_n) e tangenciais (t_s e t_t) – com o vetor de separação ($\boldsymbol{\delta}$) – contendo as respectivas componentes δ_n , δ_s e δ_t . O sistema de coordenadas local (n, s, t) que define a orientação dessas direções na interface aço-concreto está ilustrado na Figura 5.5.

Figura 5.5: Descrição do sistema coordenado local da interface - direções normais e tangenciais



Fonte: Adaptado de Mollazadeh e Wang (2024).

Computacionalmente, a matriz de rigidez (K) pode ser calculada pelo algoritmo do Abaqus® (*default*) ou pode ser definida pelo usuário de maneira acoplada ou desacoplada. Na formulação da rigidez desacoplada, assume-se que as separações na direção normal não geram tensões nas direções tangenciais, assim como a premissa contrária. Já na formulação de rigidez acoplada, considera-se a interação entre todas as componentes de tensão e separação. As Equações 5.2 e 5.3 expressam, respectivamente, as matrizes de rigidez nas formas acoplada e desacoplada (Mollazadeh; Wang, 2014; Simulia, 2024b; Xu *et al.*, 2021).

$$\mathbf{t} = \mathbf{K}\boldsymbol{\delta} \Rightarrow \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & K_{ns} & K_{nt} \\ K_{ns} & K_{ss} & K_{st} \\ K_{nt} & K_{st} & K_{tt} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} \quad (5.2)$$

$$\mathbf{t} = \mathbf{K}\boldsymbol{\delta} \Rightarrow \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & K_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & K_{tt} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} \quad (5.3)$$

Nas análises numéricas desenvolvidas no presente trabalho, adotou-se a formulação de matriz de rigidez desacoplada. Um valor igual a 500 N/mm³ foi estabelecido para as componentes tangenciais (K_{ss} , K_{tt}), esse valor foi reportado inicialmente no estudo experimental de Wium (1992) e posteriormente aplicado por Mollazadeh e Wang (2014) e Xu *et al.* (2021). Com relação à direção normal (K_{nn}), adotou-se uma rigidez nula (Xu *et al.*, 2021). Desse modo, considera-se que tensões de tração não são geradas na separação normal entre o aço e o concreto.

5.2.3 Modelagem do dano

A degradação e a falha do contato coesivo são representadas numericamente por meio de um modelo de dano. Para definir esse mecanismo, é necessário estabelecer dois parâmetros: o critério de iniciação e a lei de evolução do dano. Cabe ressaltar que o dano é considerado no modelo apenas mediante a definição conjunta desses dois parâmetros. A ausência de uma lei de evolução implica a consideração da aderência total entre as superfícies durante toda a análise, mesmo que o critério de início seja especificado.

A iniciação do dano é representada por um limite de tensão ou de separação pré-estabelecido. Nas formulações do Abaqus® (Simulia, 2024a), o início da degradação do contato coesivo pode ser alcançado por meio de critérios lineares ou quadráticos. Esses critérios são determinados por meio de relações entre as diferentes componentes de tensões (ou deslocamentos) calculadas a cada incremento da análise e os valores máximos definidos pelo usuário. As Equações 5.4 e 5.5 apresentam, respectivamente, os critérios lineares e quadráticos de início do dano, com relação aos limites de tensão.

$$\max \left\{ \frac{\langle t_n \rangle}{t_n^o}, \frac{t_s}{t_s^o}, \frac{t_t}{t_t^o} \right\} = 1 \quad (5.4)$$

$$\left\{ \frac{\langle t_n \rangle}{t_n^o} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_s}{t_s^o} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_t}{t_t^o} \right\}^2 = 1 \quad (5.5)$$

Nas Equações 5.4 e 5.5, os termos t_n^o, t_s^o, t_t^o representam os valores máximos de tensão suportados pela interface nas direções normal e tangenciais, respectivamente. Adicionalmente os colchetes de Macaulay ($\langle \rangle$) indicam que tensões (ou deslocamentos) puramente compressivas não provocam o início do dano.

Nos modelos numéricos desenvolvidos nesta pesquisa, utilizou-se o critério de iniciação linear. Adicionalmente, os valores máximos das tensões na interface foram definidos com base na formulação de tensões de cisalhamento últimas estabelecida pelo AISC 360 (ANSI, 2022), considerando o mesmo valor para todas as componentes.

Uma vez atingido o critério de iniciação, a resposta do contato coesivo passa a ser governada pela lei de evolução do dano, que dita a proporção na qual a rigidez coesiva é degradada. A representação dessa degradação em cada ponto de contato é feita em função da variável de dano, D . A influência desse parâmetro sobre as componentes de tensão está expressa na Equação 5.6.

$$t_i = \begin{cases} (1-D)\bar{t}_i, & \bar{t}_i \geq 0 \\ \bar{t}_i, & \text{para situação sem dano} \end{cases} \quad (5.6)$$

Na Equação 5.6, o índice i indica que a condição é válida para todas as componentes de tensão (tanto normal como tangenciais), e a notação $\bar{t}_i$ refere-se às componentes de contato calculadas sob o regime elástico da relação tração-separação, sem a incidência de dano.

A degradação da rigidez coesiva é definida pelo usuário com base na energia de fratura ou no deslocamento de falha. Nessa etapa, a evolução do dano é calculada em função de uma separação efetiva (δ_m), a qual combina as componentes individuais de separação em um único termo, conforme expresso na Equação 5.7.

$$\delta_m = \sqrt{\langle \delta_n \rangle^2 + \delta_s^2 + \delta_t^2} \quad (5.7)$$

Com base na separação efetiva, a variável de dano pode evoluir seguindo uma relação linear, exponencial ou tabular, caracterizando o comportamento pós-pico da relação tração vs. separação. Para a modelagem da interface dos pilares CFST, adotou-se a evolução do dano baseada no deslocamento de falha, visto que a caracterização da sua resistência é dada em função do deslizamento, conforme apontado anteriormente. Nesse método, para o cálculo da

variável de dano a cada incremento da análise, o algoritmo do Abaqus® (Simulia, 2024a) relaciona o deslizamento obtido no instante da iniciação do dano (δ_m^o) com o deslizamento que representa a degradação total do contato coesivo (δ_m^f), definido pelo usuário. As formulações utilizadas pelo *software* para descrever as relações lineares e exponenciais são apresentadas nas Equações 5.8 e 5.9, respectivamente. Para a definição da forma tabular, apenas a inserção dos pares relacionando a variável de dano e as respectivas separações é necessária.

$$D = \frac{\delta_m^f (\delta_m^{\max} - \delta_m^o)}{\delta_m^{\max} (\delta_m^f - \delta_m^o)} \quad (5.8)$$

$$D = 1 - \left(\frac{\delta_m^o}{\delta_m^{\max}} \right) \cdot \left[1 - \frac{1 - \exp \left(-\alpha \left(\frac{\delta_m^{\max} - \delta_m^o}{\delta_m^f - \delta_m^o} \right) \right)}{1 - \exp(-\alpha)} \right] \quad (5.9)$$

Em que $\delta_m^{\max}$ representa o valor máximo de separação efetiva alcançado ao longo do histórico de carregamento e α é um parâmetro adimensional que deve ser definido para atribuir a taxa de evolução de dano.

Devido às concentrações locais de tensões de cisalhamento que ocorrem em função do *pinching* nas ligações simples, é importante que os mecanismos de resistência da interface sejam adequadamente representados no modelo numérico. Desse modo, o contato coesivo foi utilizado para simular apenas os mecanismos que compõem a resistência de pico, ou seja, a aderência química e o microintertravamento mecânico devido à rugosidade do tubo. Para isso, adotou-se uma lei de evolução de dano linear com um deslizamento de falha igual a 1 mm. Assim, o início do dano ocorre quando a tensão de cisalhamento atinge o valor máximo definido a baixos valores de deslizamento (menores que 1 mm). Após atingir o pico, a contribuição do contato coesivo começa a diminuir e a resistência da interface passa a ser governada pelo macrointertravamento. Esse mecanismo de resistência foi modelado por meio do atrito de Mohr-Coulomb, o qual é mobilizado pelas tensões normais de contato, especialmente as resultantes do *pinching*. À medida que os elementos em contato atingem o deslizamento relativo estabelecido de 1 mm, a contribuição do contato coesivo é reduzida a zero. Consequentemente, a resistência ao cisalhamento e a capacidade de transferência de carga nessas regiões passam a depender exclusivamente do atrito. Cabe ressaltar que a propriedade de contato normal rígido (*hard contact*) foi considerada durante toda a análise.

6 ESTUDO NUMÉRICO DA LIGAÇÃO

Esta seção destina-se ao estudo numérico do comportamento mecânico de ligações simples ao cisalhamento entre pilares tubulares de aço preenchidos com concreto e vigas de aço adjacentes. O escopo principal envolve a avaliação do efeito de pinçamento como mecanismo de introdução de carga no sistema. Desse modo este capítulo divide-se nas seguintes seções: calibração do modelo numérico, análise paramétrica e discussão dos resultados.

6.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A fim de verificar a capacidade do modelo numérico em reproduzir adequadamente o comportamento mecânico da ligação em estudo, esta seção apresenta a descrição do estudo de referência, as técnicas de modelagem adotadas e a respectiva validação dos resultados da análise computacional frente aos dados experimentais.

6.1.1 Ensaio experimental de Shakir-Khalil (1992)

Conforme introduzido na Seção 3.3.1, Shakir-Khalil (1992) conduziu ensaios experimentais em ligações simples ao cisalhamento entre pilares CFST de seção circular e duas vigas de aço em perfil “I” adjacentes. Embora o programa experimental tenha contado com oito ensaios diferentes, variando entre eles a excentricidade do carregamento aplicado nas vigas, o uso de conectores de cisalhamento, o comprimento das chapas de ligação e a respectiva quantidade de furos, os resultados foram apresentados apenas para um dos protótipos, denominado A6, o qual foi utilizado como referência para a calibração do modelo numérico desta pesquisa.

As características geométricas e as propriedades mecânicas dos materiais referentes ao protótipo A6 são apresentadas nas Tabelas 6.1 e 6.2, respectivamente. Cabe ressaltar que informações referentes à geometria das vigas e ao posicionamento dos furos nas chapas de ligação não foram fornecidas.

Tabela 6.1: Características geométricas do protótipo A6

Tubo			Chapas de ligação				
Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Espessura (mm)	Comprimento (mm)	Nº de furos	Diâm. do furo (mm)
168,3	5	2800	100	10	360	4	22

Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

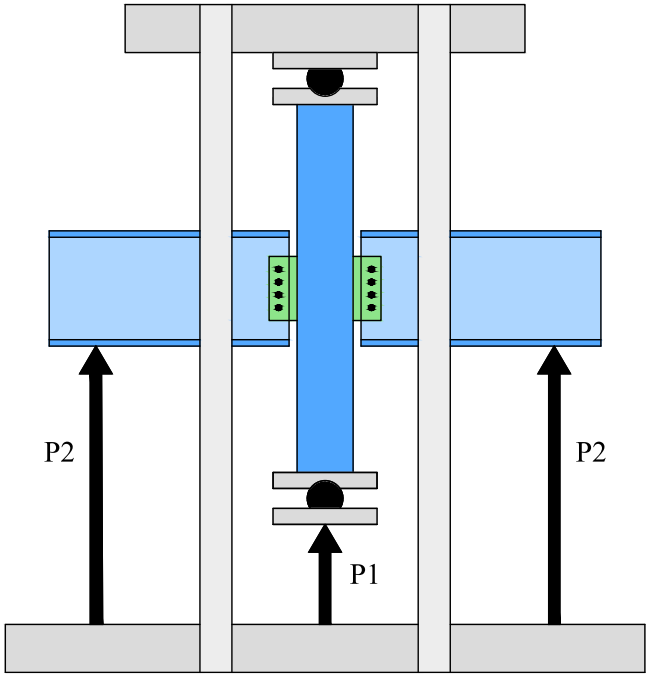
Tabela 6.2: Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na confecção do protótipo A6

f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (MPa)
34,8	318	478	208000

Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Com relação à configuração do ensaio, o protótipo foi submetido, simultaneamente, a um carregamento axial (P_1) aplicado em toda a seção transversal do pilar misto e a carregamentos excêntricos (P_2) aplicados diretamente nas vigas de aço, a uma distância de 250 mm da face externa do tubo. Essas forças atuaram na região inferior do modelo experimental, mantendo-se uma razão constante de 5 para 1 entre P_1 e P_2 ($P_1/P_2 = 5$). A Figura 6.1 detalha a configuração experimental.

Figura 6.1: Configuração experimental do ensaio realizado por Shakir-Khalil (1992)



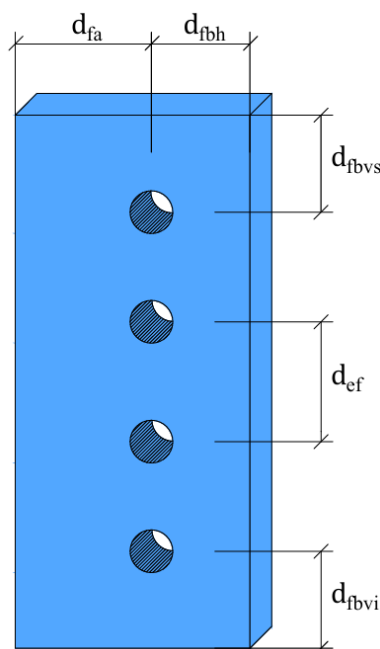
Fonte: Adaptado de Shakir-Khalil (1992).

6.1.2 Modelo numérico

As geometrias do tubo de aço e do núcleo de concreto foram reproduzidas conforme as especificações fornecidas pelo autor (Tabela 6.1). Quanto às chapas de ligação, adotaram-se as dimensões da Tabela 6.1 para largura, comprimento e espessura, contudo, diante da omissão de dados no artigo, as posições dos furos dos parafusos foram determinadas respeitando-se os limites do AISC 360 (ANSI, 2022) e a simetria geométrica do elemento. Desse modo, as

dimensões finais adotadas para o detalhamento das chapas de ligação são ilustradas na Figura 6.2 e descritas na Tabela 6.3.

Figura 6.2: Detalhamento das chapas de ligação



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Tabela 6.3: Dimensões adotadas para o detalhamento das chapas de ligação

d_{fa} (mm)	d_{fbh} (mm)	f_{fbvs} (mm)	d_{ef} (mm)	d_{fbvi} (mm)
55,0	45,0	67,5	75,0	67,5

Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

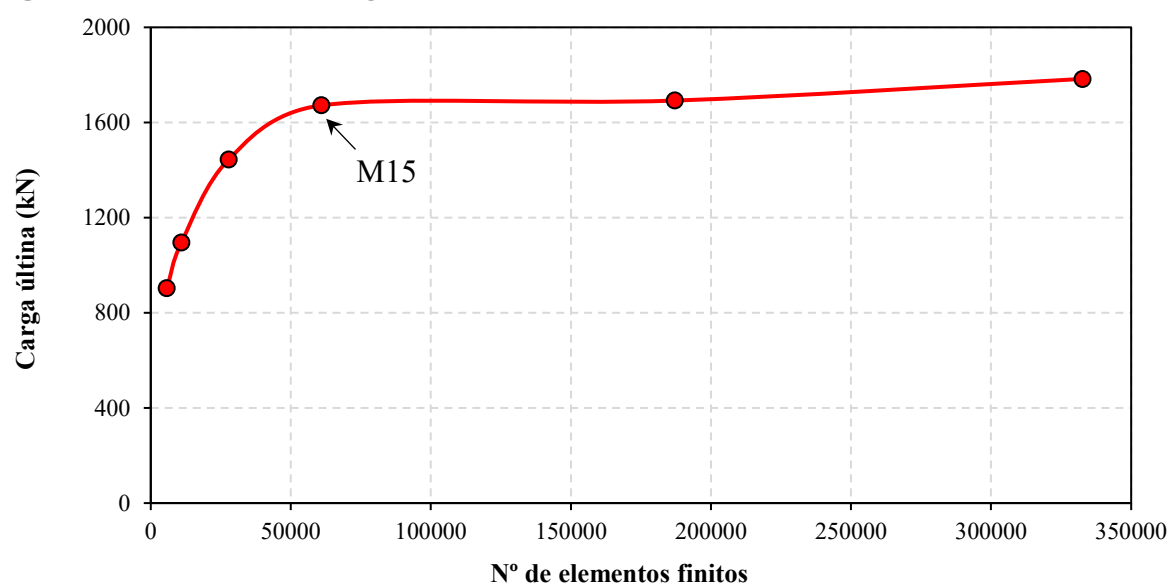
A definição das características numéricas referentes à discretização, às propriedades dos materiais e às interações fundamentou-se nas diretrizes previamente estabelecidas nas Seções 4 e 5. Portanto, utilizaram-se elementos sólidos tridimensionais de oito nós com integração reduzida (C3D8R) para a discretização do núcleo de concreto, do tubo de aço e das chapas de ligação. O tamanho médio dos elementos foi estabelecido a partir de uma análise de sensibilidade de malha. Na análise, avaliou-se a carga última alcançada por um modelo numérico preliminar. Cabe ressaltar que a etapa de calibração do modelo foi iniciada somente após a conclusão dessa análise de sensibilidade de malha. Foram avaliados seis tamanhos de malha diferentes, adotando-se sempre um tamanho médio global para o pilar e um tamanho reduzido pela metade para a região da ligação, onde se concentra o estado de tensões mais complexo. A Tabela 6.4 e a Figura 6.3 apresentam as características e os resultados do teste.

Tabela 6.4: Características do estudo de sensibilidade de malha para o modelo da ligação

Modelo	Malha geral (mm)	Malha lig. (mm)	Nº de Elementos	P _{máx} (kN)	E* (%)	Tempo de análise (min)
M40	40	20	5728	904,0	-	8
M30	30	15	10912	1094,9	21,11	25
M20	20	10	27860	1444,9	31,97	71
M15	15	7,5	60950	1671,8	15,70	115
M10	10	5	187116	1692,0	1,21	360
M8	8	4	332692	1783,0	5,38	1200

* Calculado com relação ao modelo anterior

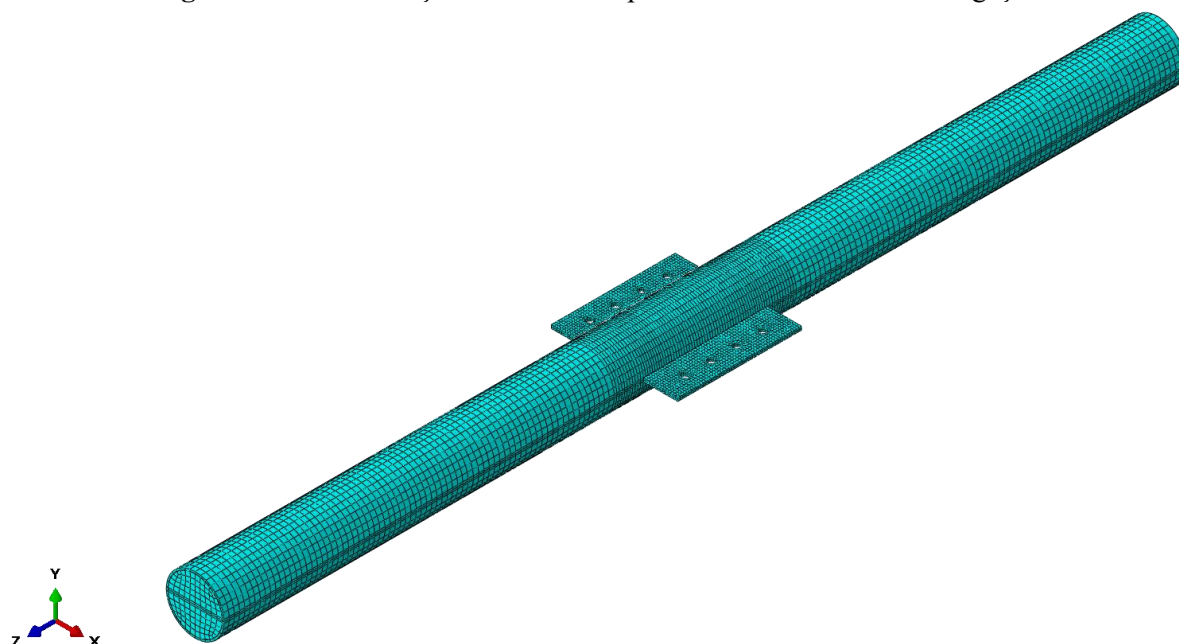
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura 6.3: Relação entre a carga última e o número de elementos finitos na análise de sensibilidade

Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

A partir da análise da curva de convergência (Figura 6.3), observa-se que a estabilização da carga última ocorre a partir do modelo M15. O refinamento do modelo M10 já não confere ganhos significativos de precisão. Adicionalmente, verifica-se um aumento significativo no tempo de processamento modelo M8, indicando que esse refinamento não é viável para aplicação no modelo em estudo. Diante dessa análise, combinando a precisão com o custo computacional (Tabela 6.4), adotaram-se as dimensões de malha global e local correspondentes ao modelo M15. Ressalta-se, ainda, que a região de refinamento se estende por um comprimento de $0,5D$ acima e abaixo da ligação. A Figura 6.4 ilustra a discretização final do modelo numérico da ligação.

Figura 6.4: Discretização final adotada para o modelo numérico da ligação



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Mantendo a estratégia, o comportamento mecânico do aço (tanto do tubo quanto das chapas) foi simulado pelo modelo constitutivo tensão vs. deformação elastoplástico perfeito. Para a representação do comportamento não linear do concreto, adotaram-se as formulações de Hognestad (1951) e Binici (2005) com as adaptações de Lin e Zhao (2019) para a compressão, o modelo de Hordijk (1992) para a tração e o modelo de Yu *et al.* (2010) para a evolução do dano. Os parâmetros de plasticidade do modelo CDP foram definidos conforme o estudo do confinamento passivo, detalhado na Seção 4.3.2.

Para simular a interface entre o tubo de aço e o concreto nesse modelo da ligação, a formulação *Surface-to-surface contact* também foi adotada. O comportamento na direção normal às superfícies foi definido pela propriedade *Hard-contact* e o comportamento tangencial foi representado pelo modelo de atrito de Mohr-Coulomb, adotando-se o mesmo coeficiente de atrito de 0,3 ($\mu = 0,3$). Em complemento, definiram-se propriedades de contato coesivo e de dano para representar a aderência química e o microintertravamento mecânico, que, conforme discutido na Seção 5.2, são mecanismos fundamentais para a introdução de carga no sistema. Os parâmetros adotados relacionados ao comportamento coesivo estão detalhados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5: Parâmetros adotados para a representação numérica da coesividade na interface

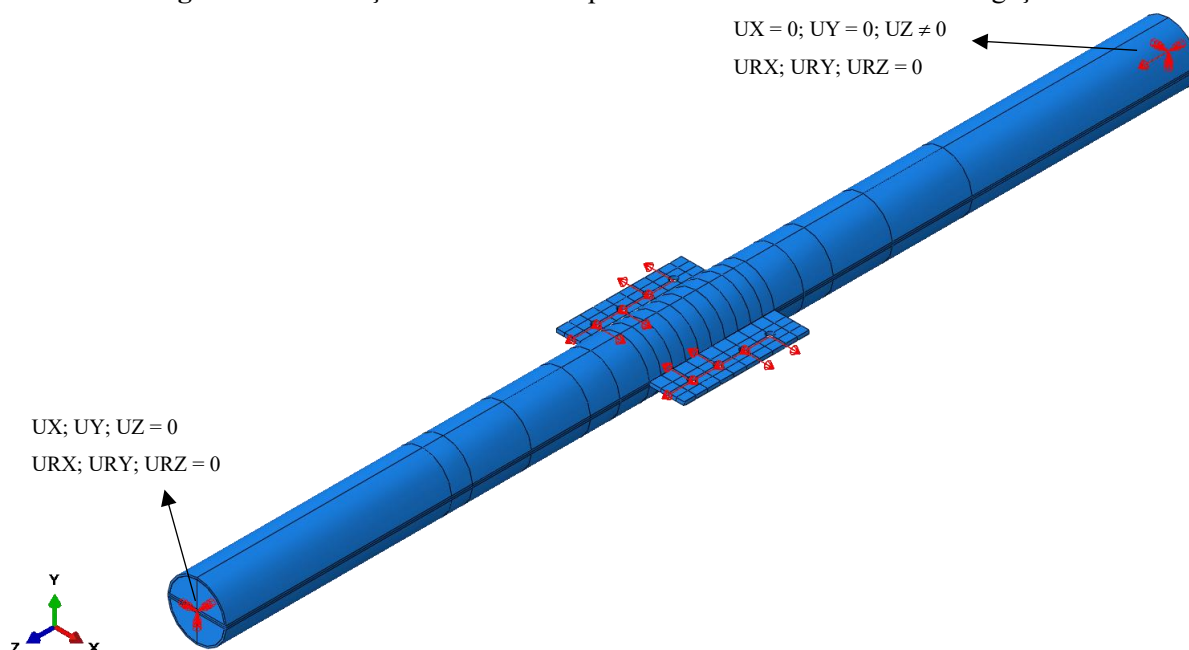
K_{nn} (N/mm ³)	K_{ss} (N/mm ³)	K_{tt} (N/mm ³)	τ_{nn} (MPa)	τ_{ss} (MPa)	τ_{tt} (MPa)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)
0,0	500,0	500,0	τ_u - Modelo do AIS 360 (ANSI, 2022)			1,0

Fonte: Elaborado pela Autora (2026)

A soldagem entre as chapas de ligação e o perfil tubular foi representada por meio da restrição cinemática do tipo *Tie constraint*, do *software* Abaqus (Simulia, 2024a), que acopla os graus de liberdade dos nós em contato e garante que as superfícies atuem de forma solidária. Tal consideração justifica-se porque a ruptura da solda não compõe o escopo da investigação, assumindo-se, então, a sua integridade durante toda a análise. Em relação aos parafusos, optou-se por adotar uma simplificação por meio da restrição do tipo *Coupling*, aplicada aos nós da região interna dos furos que é solicitada pelo contato dos parafusos, vinculando o comportamento desses nós a um ponto de referência central.

Adicionalmente, a rigidez das placas de carregamento foi simulada por meio de restrições de corpo rígido (*Rigid Body*). Diante da elevada esbelteza do pilar, essa restrição não influencia o comportamento mecânico da região central de interesse. Para representar as condições de contorno do ensaio, restringiram-se todos os graus de liberdade do ponto de referência associado ao *Rigid Body* da extremidade superior do pilar na extremidade inferior, apenas a translação na direção longitudinal (U3) foi permitida. Nesse ponto de referência inferior, aplicou-se, então, uma força concentrada de 5 kN. A força aplicada nas ligações foi dividida entre os pontos de referência dos furos, totalizando a magnitude de 1 kN, mantendo-se a proporção de 5:1 utilizada no ensaio. Para incorporar o momento em função da excentricidade da aplicação das forças nas vigas, adotou-se, por simplicidade, o método elástico para o cálculo das componentes (Salmon; Johnson, Malhas, 2009). A Figura 6.5 detalha as condições de contorno e carregamento experimentais aplicadas ao modelo numérico.

Figura 6.5: Condições de contorno aplicadas ao modelo numérico da ligação



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

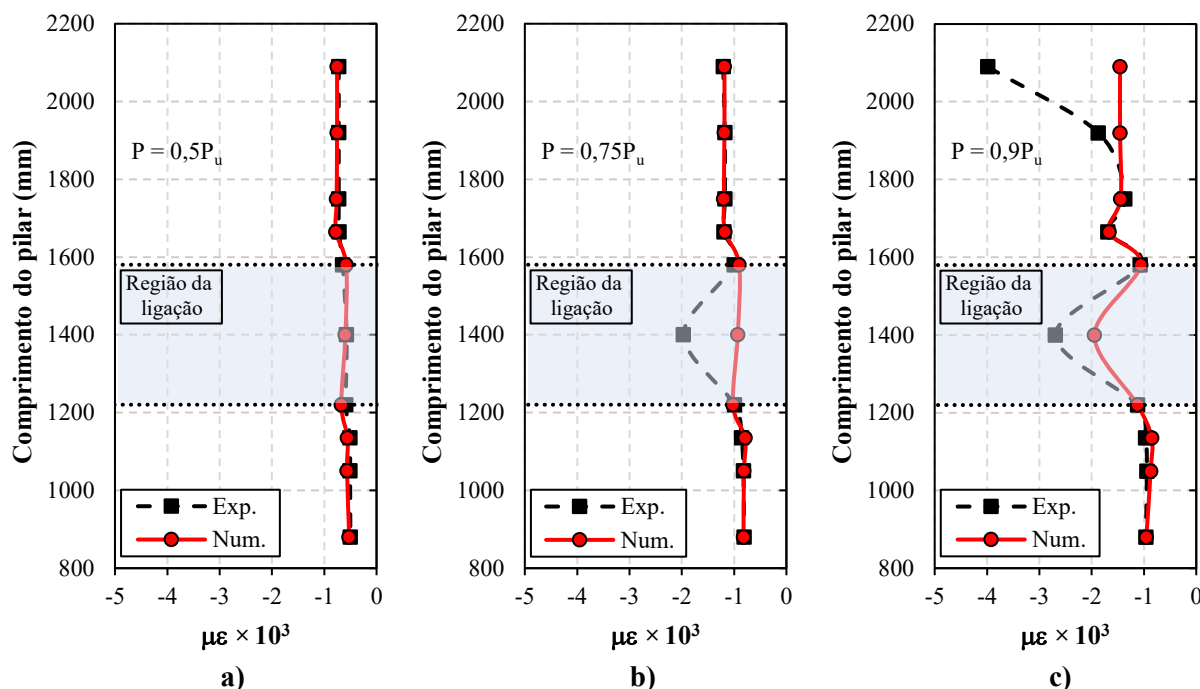
6.1.3 Resultados

Como o artigo de referência é antigo (Shakir-Khalil, 1992), os resultados gráficos disponíveis para validação são limitados, principalmente pelas restrições tecnológicas da época. Desse modo, a validação quantitativa deste trabalho fundamentou-se na comparação das duas principais variáveis medidas de forma confiável: a capacidade resistente última do elemento ensaiado e a distribuição de tensões axiais ao longo do comprimento do pilar.

Em termos de carga última, o modelo experimental alcançou o colapso sob uma força total de 1507 kN, enquanto o modelo numérico alcançou uma carga última de 1490,45 kN. A proximidade dos resultados corresponde a um erro relativo de apenas 1,1%, atestando a precisão do modelo numérico em representar a capacidade resistente do sistema.

A fim de avaliar a introdução de carga no sistema, a Figura 6.6 compara a evolução das deformações axiais médias (ϵ) por seção do tubo de aço, medidas ao longo do comprimento do pilar, entre o ensaio experimental e o modelo numérico. A análise comparativa foi realizada para diferentes níveis de solicitação, correspondentes a 50% (Figura 6.6a), 75% (Figura 6.6b) e 90% (Figura 6.6c) da carga última experimental (P_u).

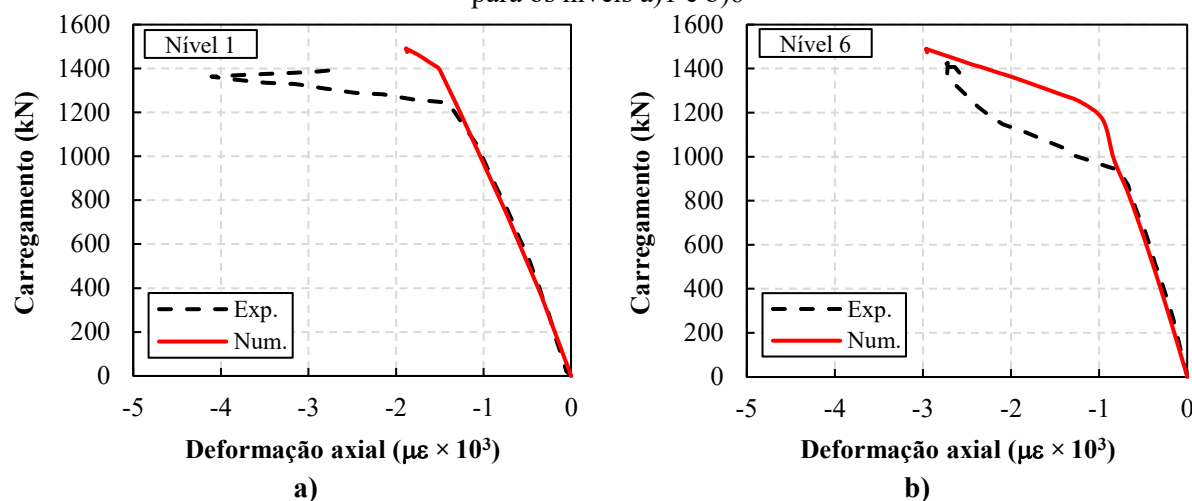
Figura 6.6: Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das deformações axiais (ε) ao longo do pilar para diferentes níveis de solicitação: a) 50%, b) 75% e c) 90% de P_u



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

A análise da Figura 6.6 revela que o modelo numérico representou com precisão o comportamento experimental para a solicitação 50% de P_u (Figura 6.6a). Ao aumentar o nível de carregamento para 75% de P_u , a resposta do modelo numérico se manteve consistente, exceto pelo nível central da ligação (denominado Nível 6 pelo autor), no qual as deformações começam a divergir dos dados experimentais. Essa mesma tendência é observada para a solicitação equivalente a 90% de P_u , na qual o nível superior do pilar (Nível 1) também passa a destoar e o nível central, embora apresente valores de deformação relativamente mais próximos, ainda apresenta certa divergência. Ao avaliar essas regiões isoladamente (Figura 6.7), percebe-se que o modelo numérico representa precisamente a rigidez do protótipo experimental, portanto, essa diferença pode decorrer de deficiências na medição do ensaio experimental ou de deformações assimétricas excessivas. Conforme relatado por Shakir-Khalil (1992), essas assimetrias foram provocadas por imperfeições dos materiais e por deficiências no sistema de aplicação de carregamento, as quais não foram consideradas na análise numérica.

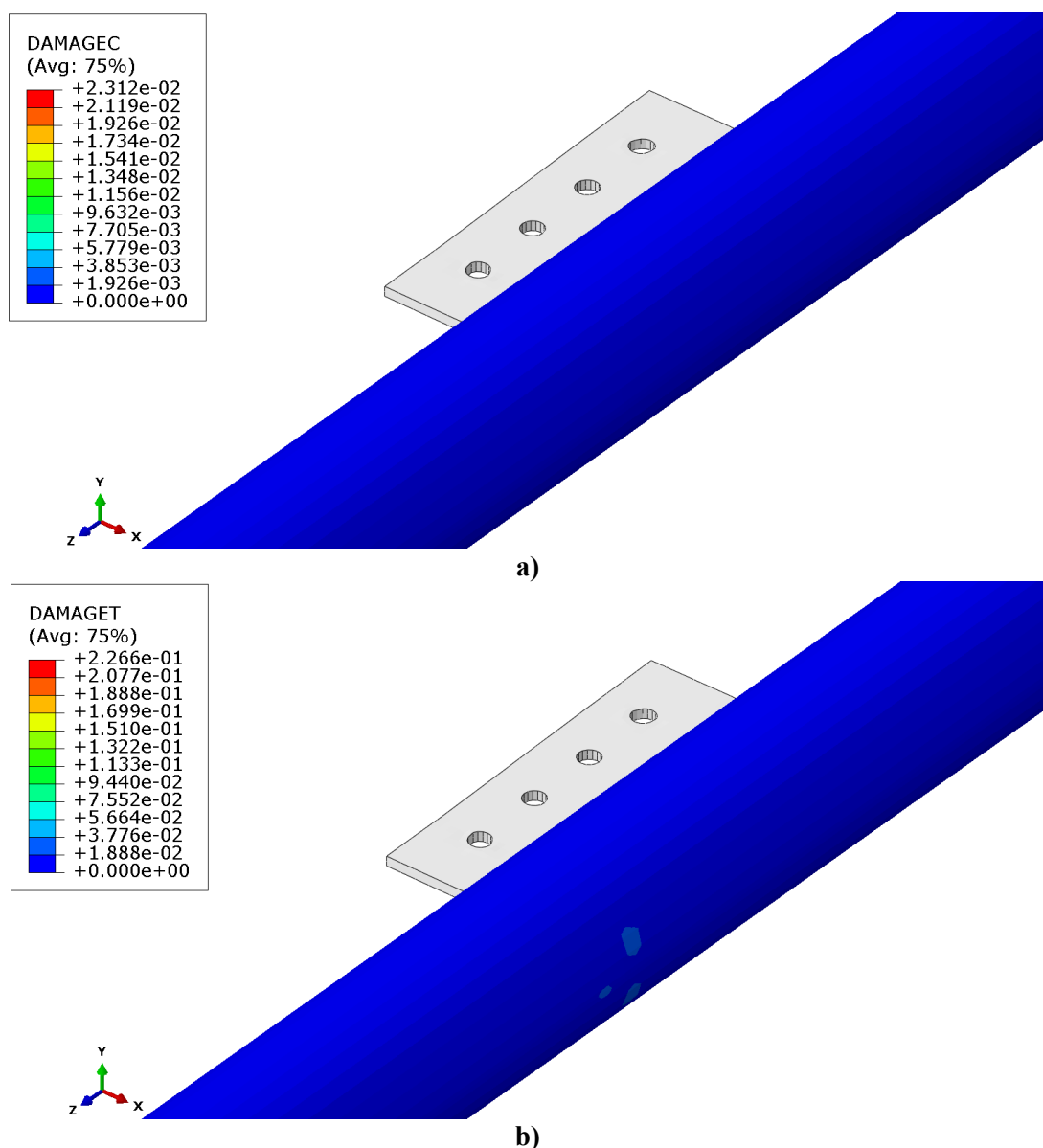
Figura 6.7: Comparação das curvas de carregamento vs. deformação axial numéricas e experimentais para os níveis a)1 e b)6



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Em complemento à validação da carga última e das deformações axiais, realizou-se uma verificação baseada nas observações textuais reportadas pelo autor, correlacionando os mecanismos e padrões descritos com os resultados extraídos do modelo computacional. Shakir-Khalil (1992) relata que, ao fim do ensaio, uma das chapas de ligação em conjunto com parte do tubo na mesma região foi removida. Esse procedimento revelou a ausência de esmagamento aparente do núcleo de concreto. A avaliação dos parâmetros de dano à compressão e à tração do concreto no modelo numérico (Figura 6.8) corrobora essa observação. Pela Figura 6.8a, verifica-se que a região externa do concreto apresenta dano à compressão praticamente nulo ao longo da região da ligação. Simultaneamente, o dano à tração manifesta-se com baixa magnitude e incide sobre uma área localizada (Figura 6.8b), confirmando a ausência de fissurações macroscópicas no material.

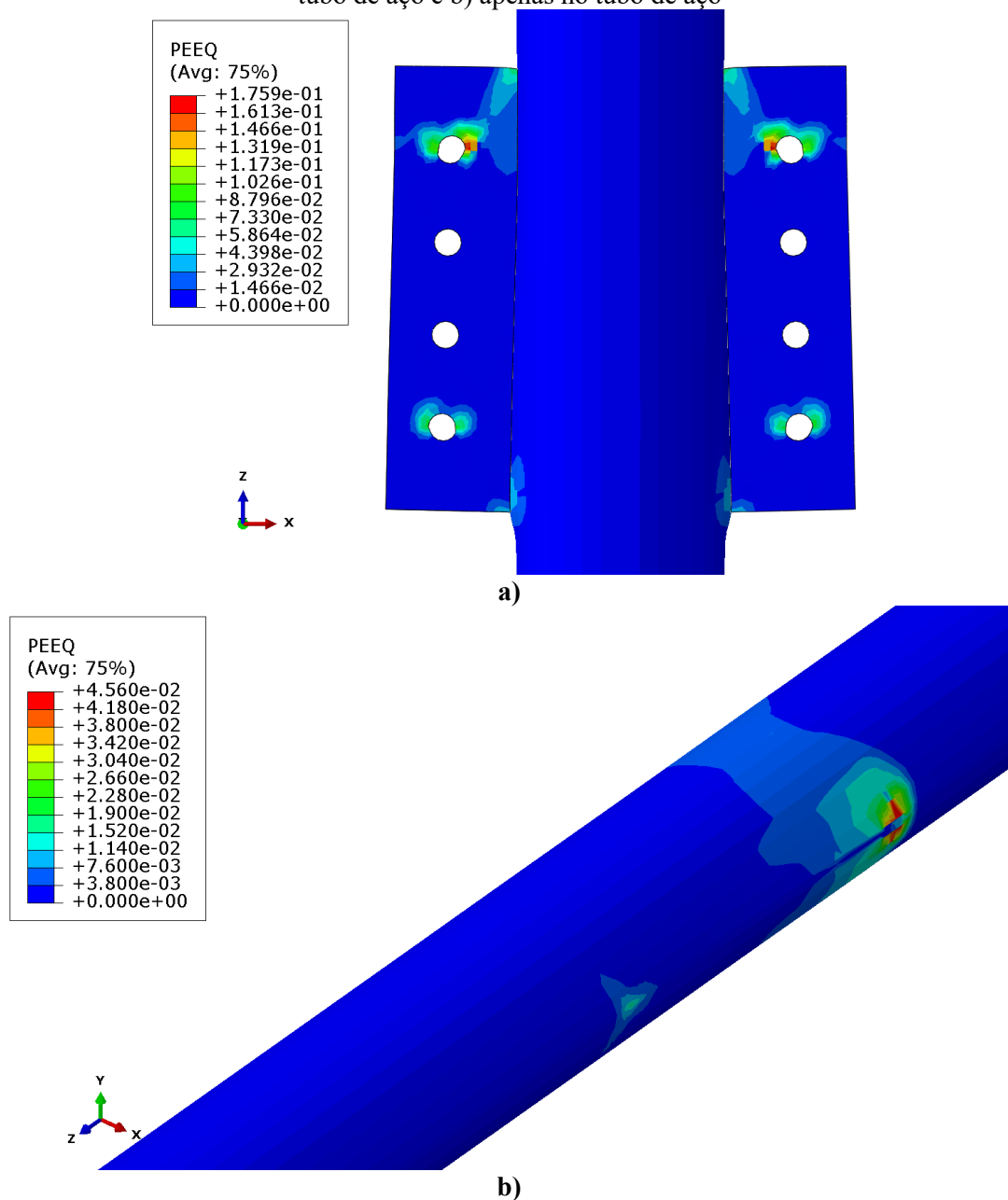
Figura 6.8: Distribuição dos parâmetros de dano do concreto no modelo numérico da ligação: a) compressão e b) tração



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Adicionalmente, o autor menciona que o principal dano sofrido pela ligação consistiu na deformação excessiva dos furos dos parafusos, provocada pela rotação das vigas em função da excentricidade do carregamento. Com relação ao tubo de aço, registrou-se uma pequena distorção da parede na região da ligação. A Figura 6.9 apresenta a distribuição de deformações plásticas equivalentes (PEEQ), nas chapas e no tubo, obtida pelo modelo numérico. A partir da análise da Figura 6.9a, confirmam-se as deformações nos furos superior e inferior das chapas, que concentram os maiores níveis de plastificação. Na mesma figura, observa-se visualmente a distorção sofrida pelo tubo de aço, enquanto a Figura 6.9b destaca os picos de concentração de deformações plásticas, confirmando o que foi relatado por Shakir-Khalil (1992).

Figura 6.9: Distribuição de deformações plásticas equivalentes (PEEQ): a) nas chapas de ligação e no tubo de aço e b) apenas no tubo de aço



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Desse modo, diante dos resultados discutidos nesta seção, considera-se o modelo numérico validado e apto para representar o comportamento mecânico das ligações simples ao cisalhamento aplicadas a pilares CFST e vigas de aço adjacentes.

6.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA

O estudo paramétrico foi desenvolvido com o objetivo de avaliar o comportamento mecânico das ligações simples ao cisalhamento aplicadas a pilares RCFST, focando em como diferentes configurações geométricas e de carregamento influenciam o mecanismo de

introdução de carga e, conseqüentemente, o efeito de pinçamento. Nesse estudo, investigou-se a influência do diâmetro da seção transversal, do comprimento das chapas de ligação, do carregamento aplicado nas chapas de ligação, do comprimento do pilar acima da região da ligação e das condições de contorno e carregamento.

Nas análises realizadas, foram utilizados modelos numéricos cujas características estão apresentadas a seguir.

- Diâmetro do tubo (D):

Três variações correspondentes às dimensões comerciais adotadas no estudo do confinamento do concreto, de 323,8 mm (D300), 610 mm (D600) e 914 mm (D900).

- Comprimento das chapas de ligação (L_{ch}):

Duas variações definidas em função da quantidade de furos para a ligação com as vigas. Foram consideradas chapas com 3 (três) e 6 (seis) furos, cujo detalhamento respeitou as recomendações do AISC 360 (ANSI, 2022). As dimensões adotadas foram as seguintes: distância lateral da parede do tubo ao furo (d_{fa}) de 75 mm distância do furo às bordas lateral, superior e inferior da chapa (d_{fbh} , d_{fbvs} , d_{fbvi}) de 40 mm e espaçamento entre os furos (d_{ef}) de 75 mm. Adicionalmente, os furos foram dimensionados considerando-se a utilização de parafusos $\frac{3}{4}$ ", ou 19,05 mm (diâmetro do furo d_f de 21,55 mm).

- Nível de carregamento aplicado na ligação (P_{lig}):

Três variações foram estabelecidas com base em solicitações reais de projeto e na capacidade resistente do sistema. Os níveis de carregamento foram definidos como: Combinação 1 (ações nominais de um pavimento típico de edifícios corporativos, módulo de 8 m x 10 m), Combinação 2 (ações nominais de um pavimento típico de shoppings, módulo de 8 m x 8 m) e Combinação 3 (carregamento levando à falha do sistema). O detalhamento e a composição de cálculo dessas combinações são apresentados na Seção 6.2.1.

- Comprimento do pilar (L):

Duas variações foram estabelecidas a fim de avaliar a influência do comprimento de introdução de carga. A primeira configuração considera uma relação $L/D = 3$

(comprimento considerado acima e abaixo da ligação), enquanto a segunda considera a relação $L/D = 5$.

- Condições de contorno e carregamento:

Duas variações determinadas conforme a literatura (Mollazadeh; Wang, 2014, 2016; Ning *et al.*, 2026). A primeira abordagem considera a extremidade livre, com o carregamento aplicado exclusivamente nas chapas de ligação, para isolar o mecanismo de introdução de carga. A segunda considera a extremidade restrita, simulando a continuidade do pilar com uma chapa de fechamento no topo. Para essa situação, aplicou-se uma pré-compressão axial equivalente a 60% da capacidade resistente nominal de plastificação da seção transversal do pilar ($0,6N_{pl,R}$). Essa consideração representa a etapa de montagem de um edifício de múltiplos pavimentos, na qual o pilar inferior é solicitado pelo peso próprio dos pavimentos em etapa de montagem, conforme demonstra a Figura 6.10.

Figura 6.10: Edifício de múltiplos pavimentos em etapa de montagem



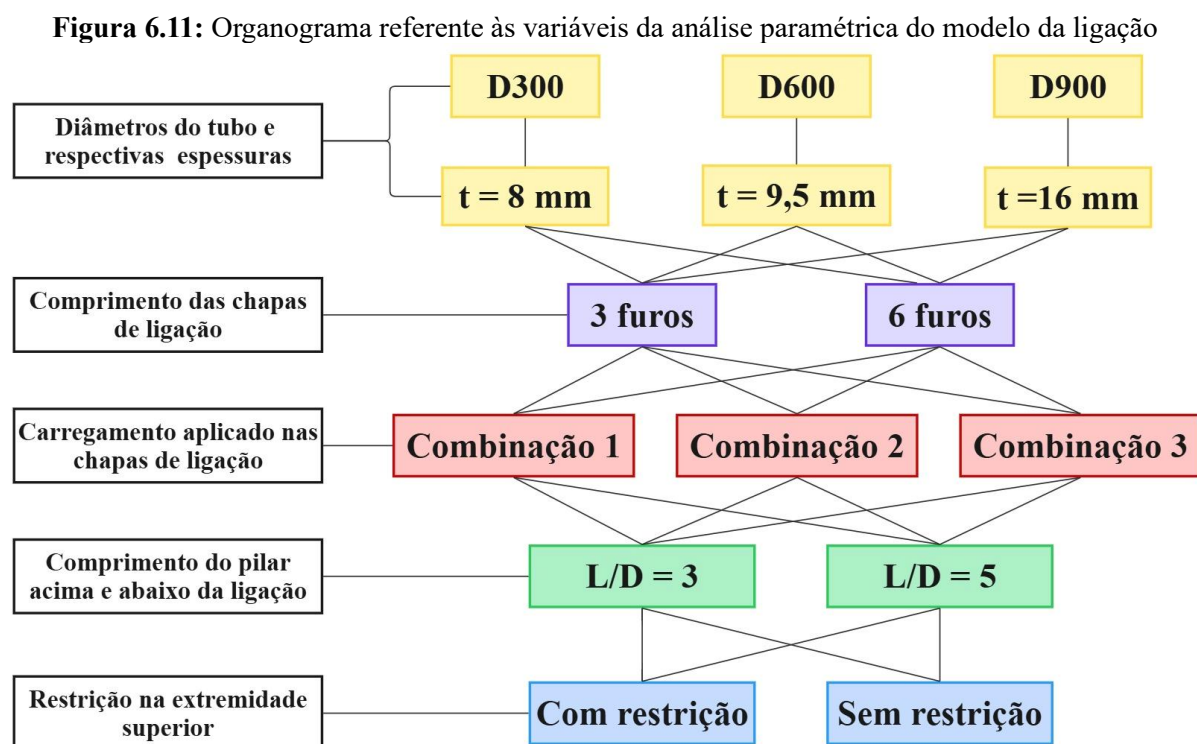
Fonte: Acervo técnico da CODEME Engenharia S.A. (2024).

Para isolar os efeitos das variáveis em estudo, consideraram-se algumas características fixas nos modelos. Em relação à geometria, adotou-se uma única espessura para cada diâmetro, correspondente às maiores dimensões (t_3) avaliadas no estudo do confinamento passivo (Seção 4.1). Desse modo, as espessuras estabelecidas para os pilares D300, D600 e D900 foram,

respectivamente, 8 mm, 9,5 mm e 16 mm. A respeito das armaduras, considerou-se uma única configuração para as armaduras transversais, espaçamento S200 (200 mm), por ser a disposição mais usual na prática. Já as taxas de armaduras longitudinais mantiveram-se constantes, em conformidade com a Seção 4.1 (entre 2% e 2,5%).

Quanto aos materiais, consideraram-se as mesmas propriedades mecânicas do estudo do confinamento passivo: aço A500 Grau C (ASTM, 2023) para a modelagem do tubo e das chapas de ligação, o aço CA-50 para as armaduras e o concreto C40 para o núcleo do pilar, classe de resistência muito empregada em edifícios comerciais utilizando pilares mistos, seguindo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2026).

A interação entre as variáveis utilizadas na análise paramétrica está ilustrada na Figura 6.11, totalizando 72 modelos numéricos simulados.



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

6.2.1 Definição das combinações de carregamento

Com o intuito de simular o comportamento da ligação em situações reais de projeto, os esforços cortantes solicitantes foram definidos com base no levantamento das ações e na análise das áreas de influência de pavimentos típicos para as Combinações 1 e 2. Nessas combinações, consideraram-se as seguintes ações atuantes: cargas permanentes referentes ao revestimento e pavimentação (CP1), cargas permanentes associadas aos fechamentos e divisórias (CP2),

cargas permanentes correspondentes ao vigamento (PP_V), ao peso próprio das formas de aço (*steel deck*) (PP_{SD}) e da laje de concreto (PP_{LC}) em função da modulação do pavimento (CP3) e sobrecargas de utilização (SC1). Desse modo, definiram-se as seguintes combinações:

- **Combinação 1 - solicitações em um pavimento de uso corporativo**

Modulação do pavimento: 8 m $\times$ 10 m (Figura 6.12a)

Ações atuantes: CP1 = 100 kg/m²

CP2 = 100 kg/m²

CP3 = $PP_V + PP_{SD} + PP_{LC}$

SC1 = 300 kg/m²

- **Combinação 2 - solicitações em um pavimento de shopping**

Modulação do pavimento: 8 m $\times$ 8 m (Figura 6.12b)

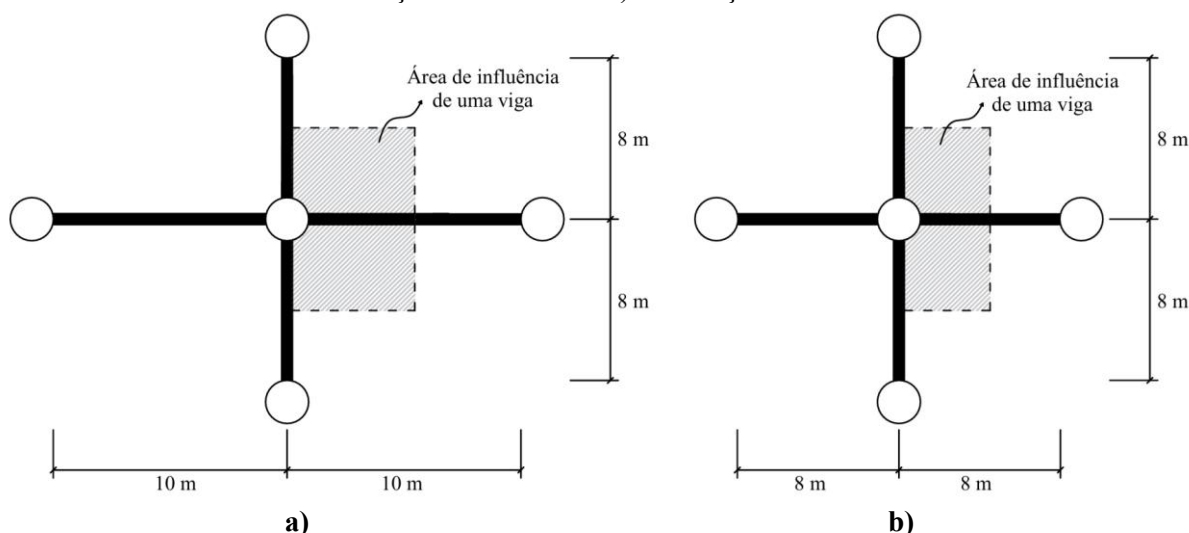
Ações atuantes: CP1 = 200 kg/m²

CP2 = 150 kg/m²

CP3 = $PP_V + PP_{SD} + PP_{LC}$

SC1 = 600 kg/m²

Figura 6.12: Esquema representativo das áreas de influência das vigas sobre um pilar central: a) modulação 8 m $\times$ 10 m e b) modulação 8 m $\times$ 8 m



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Cabe ressaltar que a parcela PP_{SD} foi calculada adotando-se o peso próprio da forma *steel deck* MF-75 (Metform) de espessura de chapa de 1,25 mm. Para a parcela PP_{LC} , considerou-se o peso específico do concreto armado (γ_{CA}) igual a 2500 kg/m³. Desse modo, assumindo um sistema estrutural de vigas biapoiadas transferindo as reações de apoio para o

pilar por meio das ligações, o cálculo das ações atuantes sobre as áreas de influência apresentadas na Figura 6.12 resultou em esforços cortantes totais aplicados às chapas de ligação de 320 kN para a Combinação 1 e de 400 kN para a Combinação 2.

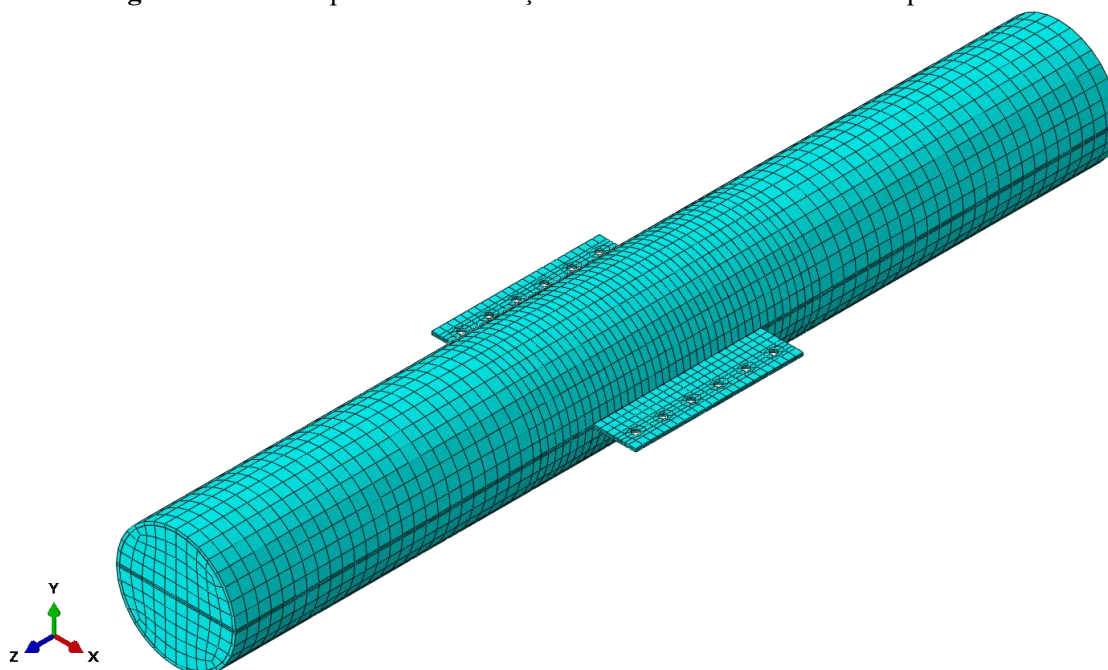
Por fim, a Combinação 3 foi considerada visando atingir o estado limite último da ligação ou do pilar. Detalhadamente, aplicou-se às chapas de ligação um esforço cortante equivalente à capacidade resistente plástica nominal de cada seção transversal ($N_{pl,R}$), calculada conforme o EN 1994-1-1 (CEN, 2026), sem considerar a redução por instabilidade global. Essa magnitude de carregamento foi suficientemente elevada para garantir que o modelo numérico atingisse o colapso.

6.2.2 Modelo numérico

Os modelos numéricos do estudo paramétrico seguiram as mesmas estratégias de modelagem adotadas na calibração (Seção 6.1) com relação aos modelos constitutivos dos materiais e às propriedades de contato coesivo. No entanto, algumas adaptações fizeram-se necessárias para a condução da bateria de análises. A respeito da geometria, além das características descritas na definição das variáveis de estudo, estabeleceu-se que a espessura das chapas de ligação seria variável, acompanhando a espessura do respectivo tubo de aço, atendendo às recomendações do anexo K do AISC 360 (ANSI, 2022).

Quanto à discretização da malha de elementos finitos, a estratégia consistiu em uma combinação das metodologias adotadas na calibração do modelo da ligação e no estudo do confinamento passivo (Seções 4.2.3 e 6.1). A fim de alcançar um melhor custo computacional, adotou-se um tamanho médio de elemento de $0,1D$ nas regiões afastadas da ligação e um refinamento de 20 mm na região central de interesse (comprimento da ligação acrescido de $0,5D$ acima e abaixo dela). Em função da transição expressiva das dimensões dos elementos nessa região, e a fim de garantir uma melhor precisão na resposta mecânica do modelo, utilizaram-se elementos sólidos tridimensionais de oito nós com integração completa (C3D8) exclusivamente na parte do núcleo de concreto localizado na região da ligação. Para as demais regiões do concreto, bem como para o tubo de aço e para as chapas de ligação, mantiveram-se os elementos de integração reduzida (C3D8R). Para a discretização das armaduras, também se mantiveram os elementos de treliça tridimensionais (T3D2), definidos na calibração. A Figura 6.13 ilustra um exemplo da discretização final dos modelos do estudo paramétrico.

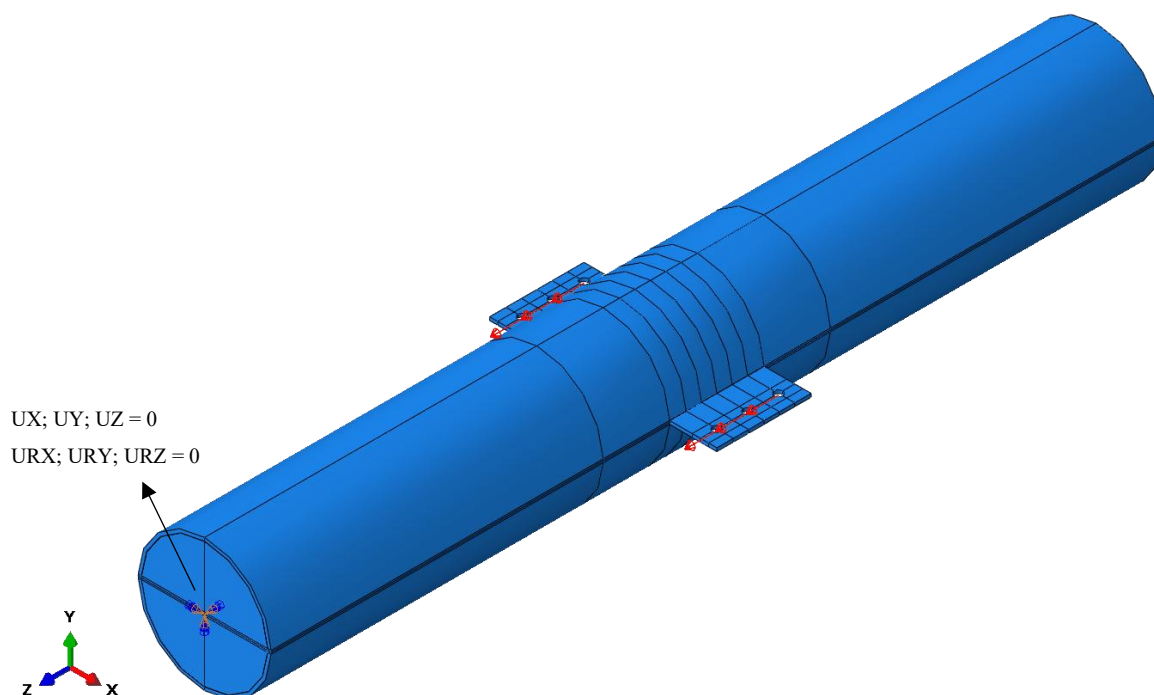
Figura 6.13: Exemplo da discretização final dos modelos do estudo paramétrico



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

No que se refere às condições de contorno e de carregamento, os modelos com extremidade restrita foram simulados pela aplicação da restrição do tipo *Rigid Body* na seção do topo do pilar, por meio da qual se introduziu o carregamento de compressão axial. Sob essa condição, permitiu-se apenas a translação longitudinal (UZ) no nó de referência superior, nas mesmas condições da calibração. Já nos modelos com extremidade livre, o topo do pilar não contou com nenhum tipo de restrição à translação ou rotação, com a força aplicada apenas nas chapas de ligação. Cabe ressaltar que para o modelo com carregamento axial, utilizaram-se dois passos de análise: no primeiro, aplicou-se a força axial no topo do pilar, no segundo, esse carregamento manteve-se constante e introduziu-se a aplicação de força nas ligações. Finalmente, como o objetivo das análises se concentra na verificação de situações práticas de projeto, optou-se pela adoção do procedimento de análise *Static, General*. Consequentemente, o regime pós-pico, que não constitui o escopo dessa etapa da pesquisa, não é capturado nas simulações. As condições de contorno e carregamento aplicadas aos modelos com extremidade livre são ilustradas na Figura 6.14.

Figura 6.14: Condições de contorno e carregamento aplicadas aos modelos com extremidade livre



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

6.3 RESULTADOS

A presente seção destina-se à apresentação e à discussão dos resultados obtidos no estudo paramétrico. Para proporcionar maior clareza à apresentação dos dados, a análise foi dividida em duas frentes: o desempenho estrutural sob a perspectiva do estado limite último (Combinação 3) e o comportamento sob níveis de carregamento em serviço, típicos de pavimentos corporativos e comerciais (Combinações 1 e 2).

6.3.1 Modelos submetidos à situação última

A avaliação dos resultados dos modelos submetidos à situação última foi conduzida pela análise das cargas últimas transferidas pelas ligações e da distribuição das deformações axiais (ε_{33}) ao longo do comprimento do pilar. Essas deformações foram obtidas de forma independente para o perfil de aço e para o núcleo de concreto, por meio da extração dos valores dos nós situados na interface de contato no plano perpendicular ao da ligação, posicionados nas seguintes seções transversais de interesse: no plano médio do pilar, nas bordas superior e inferior da chapa, e em trechos espaçados a cada $0,5D$ acima e abaixo da região da ligação. Para compreender a progressão da transferência de esforços, a evolução das deformações longitudinais foi avaliada em quatro estágios de carregamento: $0,25P_u$, $0,50P_u$, $0,75P_u$ e P_u , em que P_u representa a carga última transferida por uma chapa de ligação.

A estrutura de apresentação dos resultados foi organizada em função dos diâmetros dos tubos, considerando o isolamento dessa variável. Desse modo, para uma mesma seção transversal (diâmetro e espessura fixados), avaliou-se sucessivamente a influência do comprimento do pilar (L/D igual a 3 e 5 acima e abaixo da ligação), da extensão da chapa de ligação (modelos com três e seis furos) e das condições de contorno na extremidade superior (com restrição, cR ou sem restrição, sR).

Os valores de carga última alcançados em função dos diferentes parâmetros nesta etapa estão resumidos na Tabela 6.6, em que L_{ch} define o comprimento da chapa em função da quantidade de furos.

Tabela 6.6 Cargas últimas transmitidas por chapa de ligação nos modelos submetidos à falha

Modelo	L_{ch}	Relação L/D	P_u (kN)	Modelo	L_{ch}	Relação L/D	P_u (kN)
D300 - cR	3	3	327	D300 - sR	3	3	327
D300 - cR	6	3	681	D300 - sR	6	3	681
D600 - cR	3	3	387	D600 - sR	3	3	387
D600 - cR	6	3	808	D600 - sR	6	3	808
D900 - cR	3	3	654	D900 - sR	3	3	654
D900 - cR	6	3	1359	D900 - sR	6	3	1359
D300 - cR	3	5	327	D300 - sR	3	5	327
D300 - cR	6	5	681	D300 - sR	6	5	681
D600 - cR	3	5	387	D600 - sR	3	5	387
D600 - cR	6	5	808	D600 - sR	6	5	808
D900 - cR	3	5	654	D900 - sR	3	5	654
D900 - cR	6	5	1359	D900 - sR	6	5	1359

Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Com base nos dados da Tabela 6.6, identifica-se que a capacidade de transferência de carga da ligação para o pilar é diretamente proporcional ao comprimento da chapa e ao diâmetro do perfil tubular. Esse comportamento decorre do modo de falha identificado nas análises, caracterizado pela plastificação das chapas de ligação. O aumento do comprimento da chapa amplia a região disponível para a plastificação, o mesmo ocorre com o aumento do diâmetro do tubo, ao qual está associada a espessura da chapa. Portanto, ambos os parâmetros contribuem diretamente para o aumento na capacidade de resistente dos elementos de ligação. Uma vez que o mecanismo de falha é governado pelas chapas de ligação, a carga última independe das condições da extremidade e do comprimento do pilar, o que justifica o fato de os modelos com relações L/D iguais a 3 e 5 terem alcançado a mesma carga última em todos os pares avaliados. Dessa forma, verifica-se que a adoção da configuração de chapa com seis furos promove um ganho de capacidade de transferência de carga que ultrapassa o dobro da capacidade alcançada

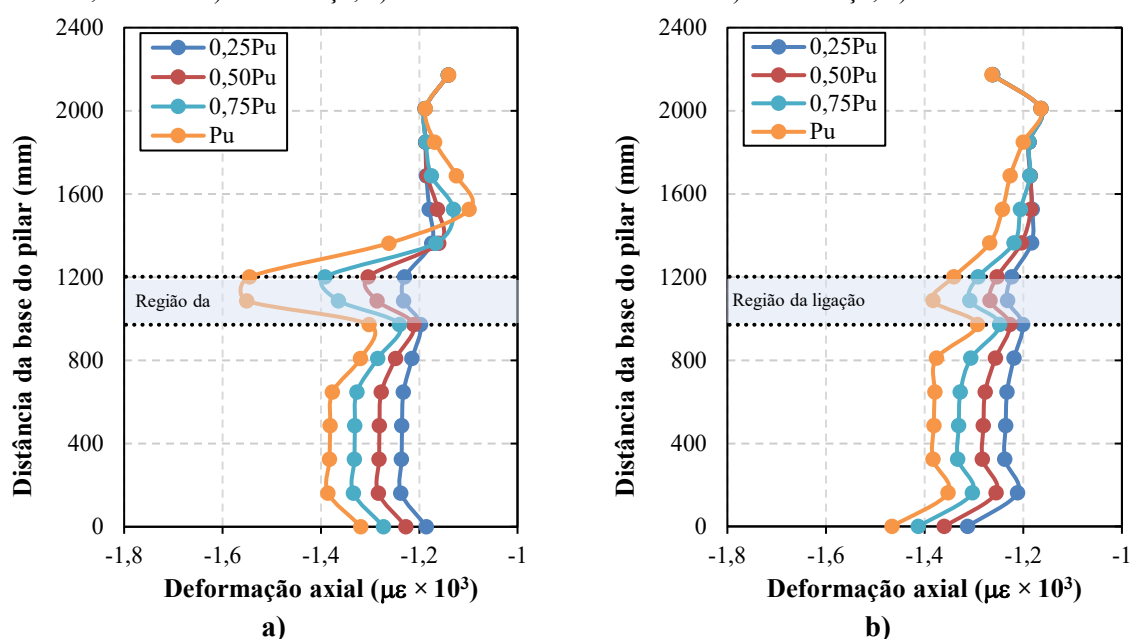
pelos modelos com chapas de três furos. Adicionalmente, o aumento do diâmetro de 323,8 mm para 914 mm resulta no incremento de P_u de 327 kN para 654 kN nos modelos com três furos, e de 681 kN para 1359 kN na configuração de seis furos.

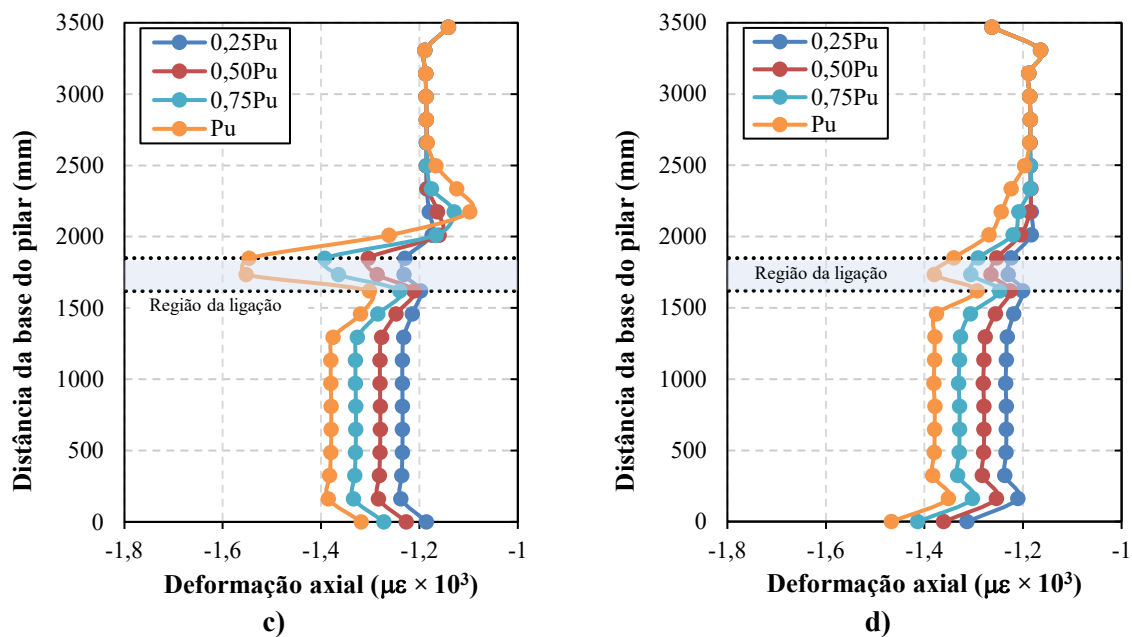
As subseções 6.3.1.1 a 6.3.1.3 detalham como a distribuição de deformações ao longo do comprimento do pilar é influenciada por essas variáveis em cada um dos diâmetros avaliados.

6.3.1.1 Diâmetro D300

A Figura 6.15 apresenta a distribuição das deformações longitudinais ao longo do comprimento do pilar em diferentes estágios de carregamento para o modelo D300 (tubo de 323,8 × 8,0 mm). Os resultados referem-se aos modelos com extremidade restrita (cR) e chapa de três furos, avaliando-se os comprimentos correspondentes às relações L/D iguais a 3 e 5.

Figura 6.15: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade cR, chapa de 3 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto





Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

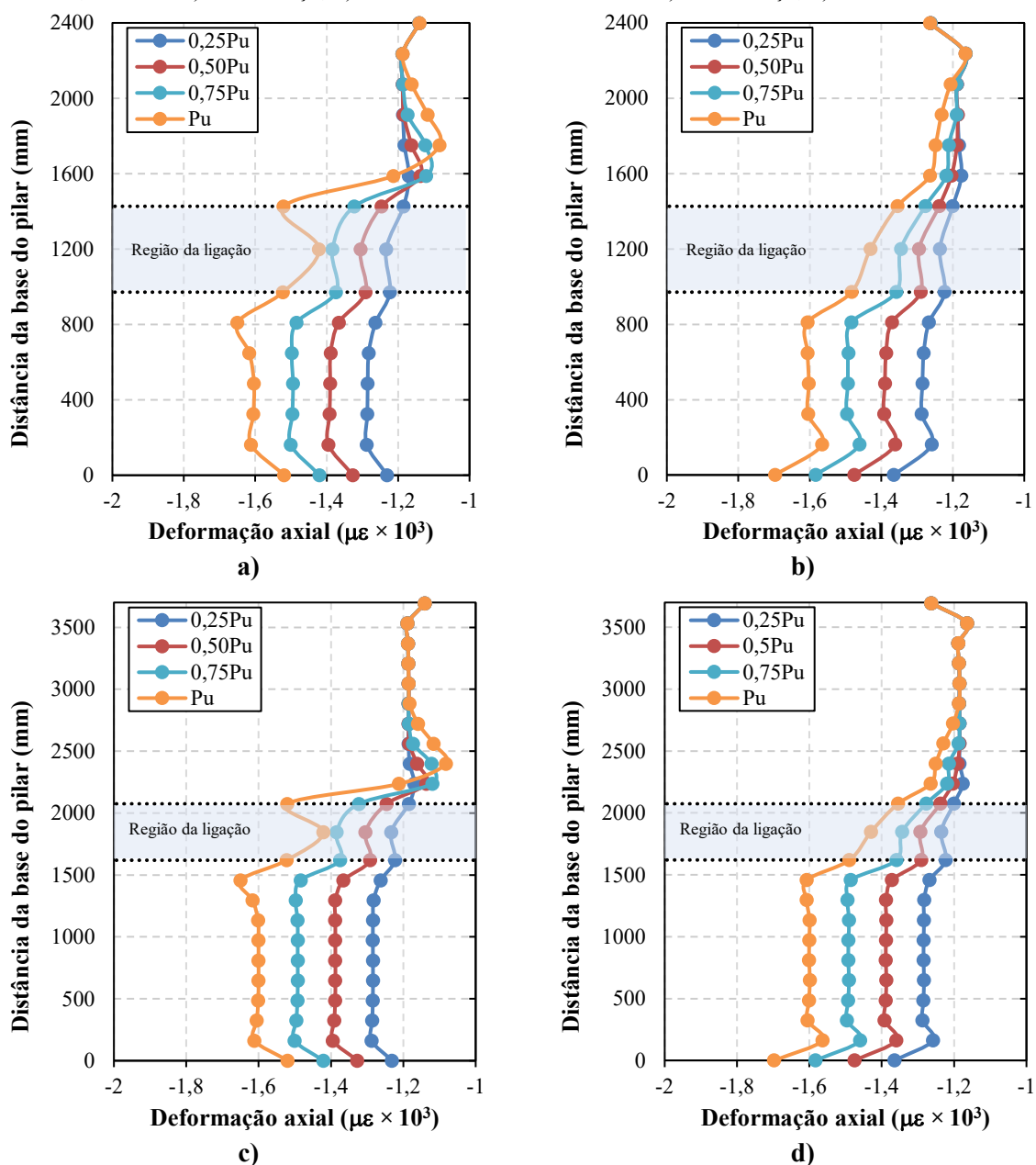
Pela análise da Figura 6.15, é possível demonstrar a mecânica de transferência de carga nas ligações simples. Tratando-se de modelos com extremidade restrita e submetidos a um nível de pré-compressão axial (conforme detalhado na Seção 6.2), verifica-se que o campo de deformações se desenvolve sobre o patamar de compressão axial imposto (ordem de $-1,2 \mu\epsilon \times 10^3$). No primeiro estágio do carregamento (25% de P_u), observa-se uma uniformidade de deformações entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, indicando a atuação conjunta dos dois materiais. No entanto, à medida que o nível de carregamento aumenta, evidencia-se a perda dessa compatibilidade de deformações, revelando que o sistema deixa de manter a ação mista durante a introdução da carga, em especial na região acima da ligação. Nesse trecho observa-se que as deformações no aço e no concreto se desenvolvem em sentidos opostos, evidenciando o escorregamento relativo da interface em função da perda da aderência. Mais abaixo, na metade superior da ligação (desconfinamento), tem-se que o tubo de aço atinge o seu pico de deformação de compressão, refletindo a transferência direta da carga da conexão para o perfil metálico. Já na metade inferior à ligação, ocorre a transferência progressiva dos esforços do tubo para o núcleo de concreto (*pinching*) até as deformações de ambos os materiais alcançam a convergência, caracterizando mecanismo de transferência por cisalhamento e o restabelecimento da ação mista.

Com relação ao comprimento do pilar, a Figura 6.15 indica que não há variação no regime de deformações com a transição de $L/D = 3$ para $L/D = 5$, o que é justificável visto que a capacidade de transferência da ligação é a mesma para as duas situações (327 kN). Contudo,

observa-se que o incremento de comprimento prolonga o trecho de perturbações nas deformações na zona acima da ligação, estendendo a extensão na qual ocorre a transferência de carga. Acima dessa perturbação, a região de unificação de deformações também se estende, indicando que o comprimento é plenamente suficiente para transferir a carga.

Quanto à análise da influência do comprimento das chapas de ligação, tem-se que a Figura 6.16 apresenta a distribuição das deformações longitudinais ao longo do comprimento do modelo D300 para as configurações com extremidade restrita (cR) e chapa de seis furos, avaliando-se, também, os comprimentos correspondentes a L/D igual a 3 e 5.

Figura 6.16: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade cR, chapa de 6 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



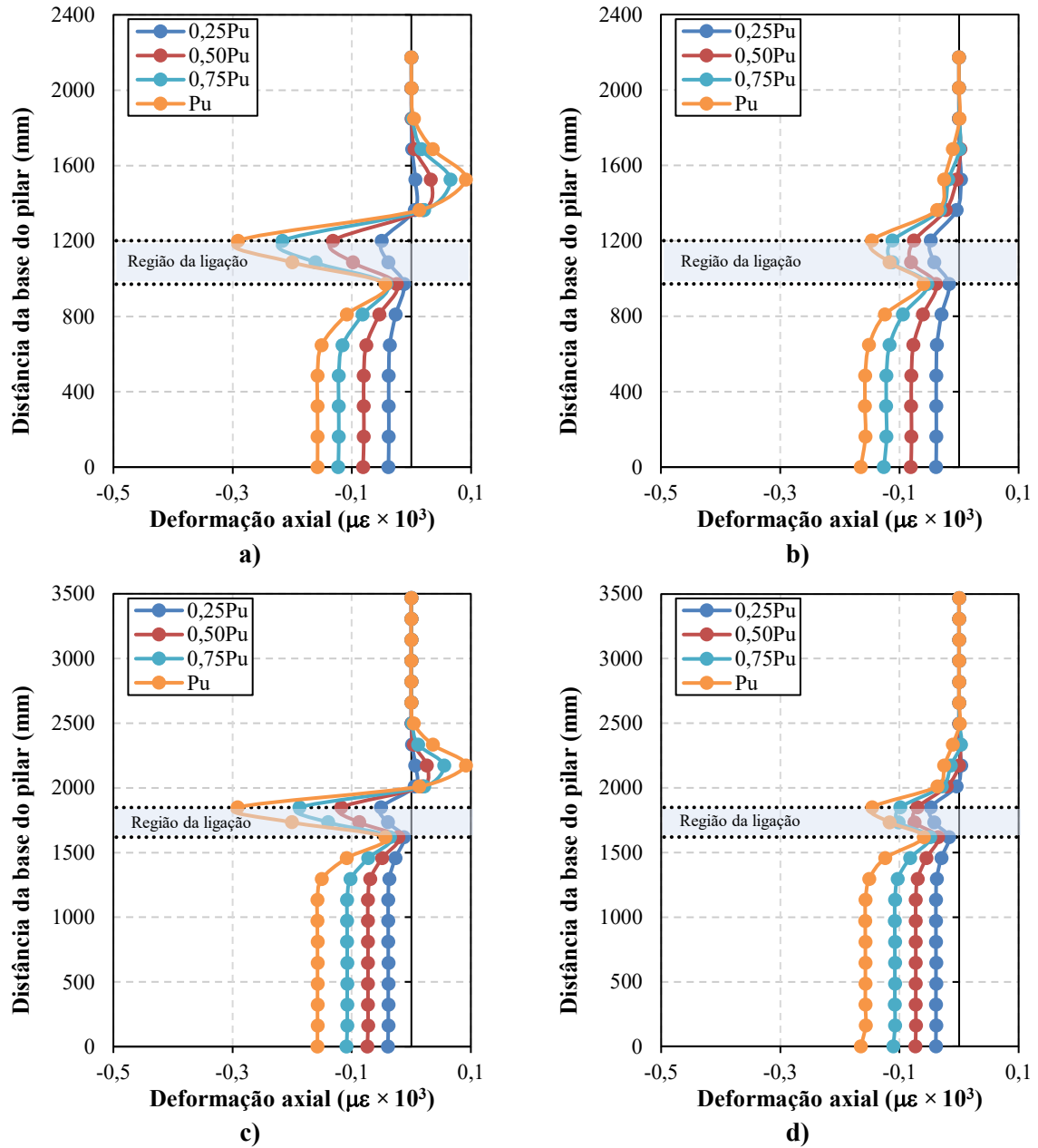
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

A Figura 6.16, revela que a adoção da chapa de seis furos em substituição à de três furos, além de elevar a carga última (de 327 kN para 681 kN), intensifica a magnitude das deformações tanto no tubo de aço quanto no núcleo de concreto em função da maior parcela de esforço introduzida. Adicionalmente, no que se refere ao comprimento do pilar, verifica-se que o modelo configuração de seis furos apresenta um comportamento análogo às tendências detalhadas para os modelos de três furos.

Uma vez consolidados os resultados sobre o mecanismo de transferência de esforços nas ligações com extremidade restrita (cR), a análise volta-se para os modelos correspondentes com extremidade livre (sR). Desse modo, as Figuras 6.17 e 6.18, apresentam a distribuição das deformações longitudinais ao longo do comprimento desses modelos (D300-sR) com chapa de três e seis furos, respectivamente, avaliando-se os comprimentos diferentes comprimentos.

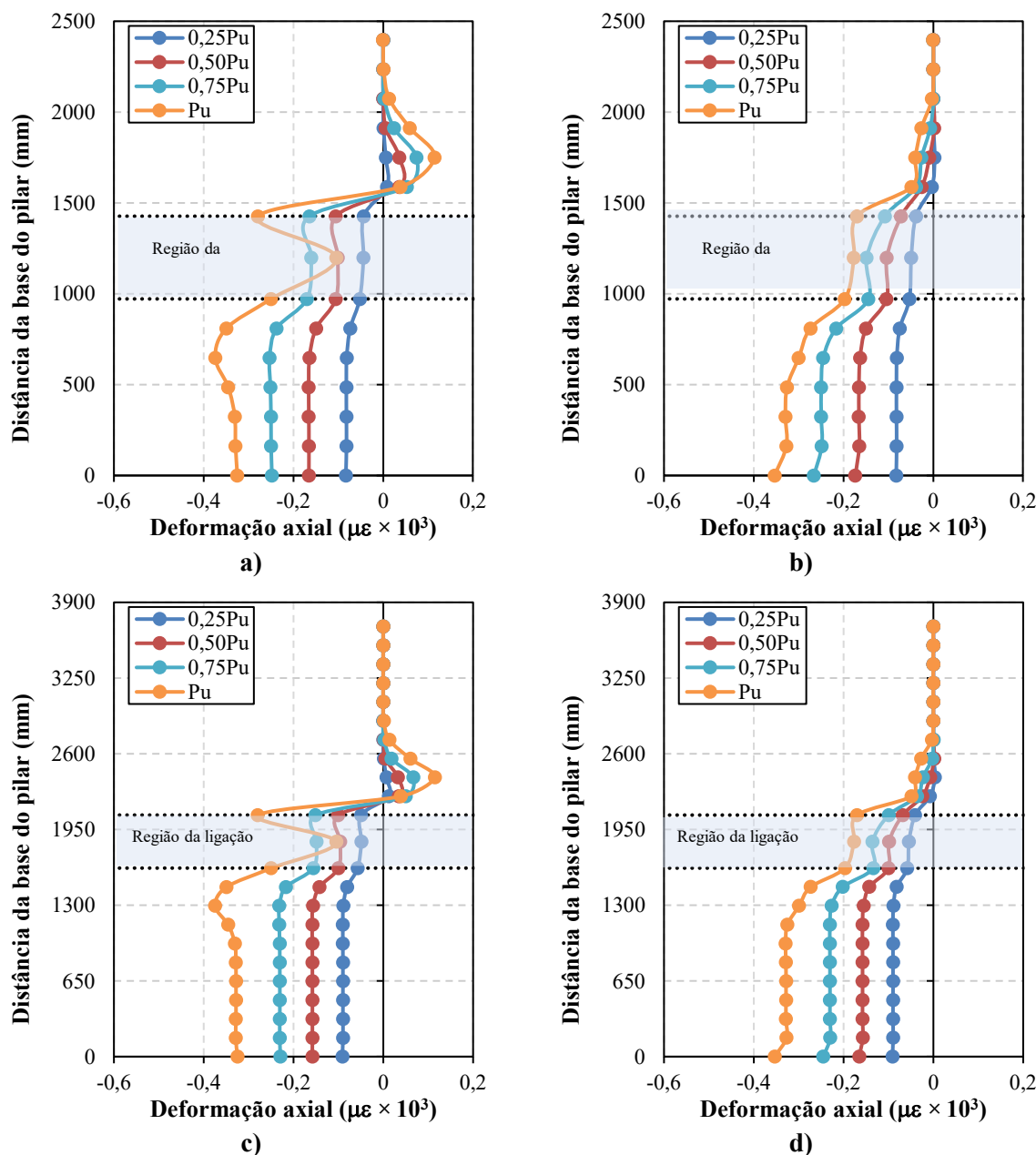
Nesses modelos com extremidade livre que não possuem um estado de compressão prévio, observa-se que o campo de deformações parte de um patamar nulo (Figuras 6.17 e 6.18). O tubo continua apresentando o pico de compressão (da ordem de $-0,29 \mu\epsilon \times 10^3$) na metade superior da ligação e mantém-se a divergência de deformações na região acima dela, caracterizando a transferência de carga do tubo para o concreto. Nas regiões afastadas desse regime transitório de deformações, as deformações do aço e do concreto voltam a coincidir (ambas em torno de $-0,16 \mu\epsilon \times 10^3$). O contraste com o modelo restrito é direto, o mecanismo é o mesmo, mas, na ausência do patamar de pré-compressão, as deformações são de uma ordem de grandeza inferior e o decaimento em direção às extremidades torna-se evidente. A carga última repete os valores do caso restrito (327 kN e 681 kN). As considerações sobre a influência do comprimento da chapa e do comprimento do pilar são análogas às dos modelos com extremidade restrita.

Figura 6.17: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade sR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura 6.18: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade sR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



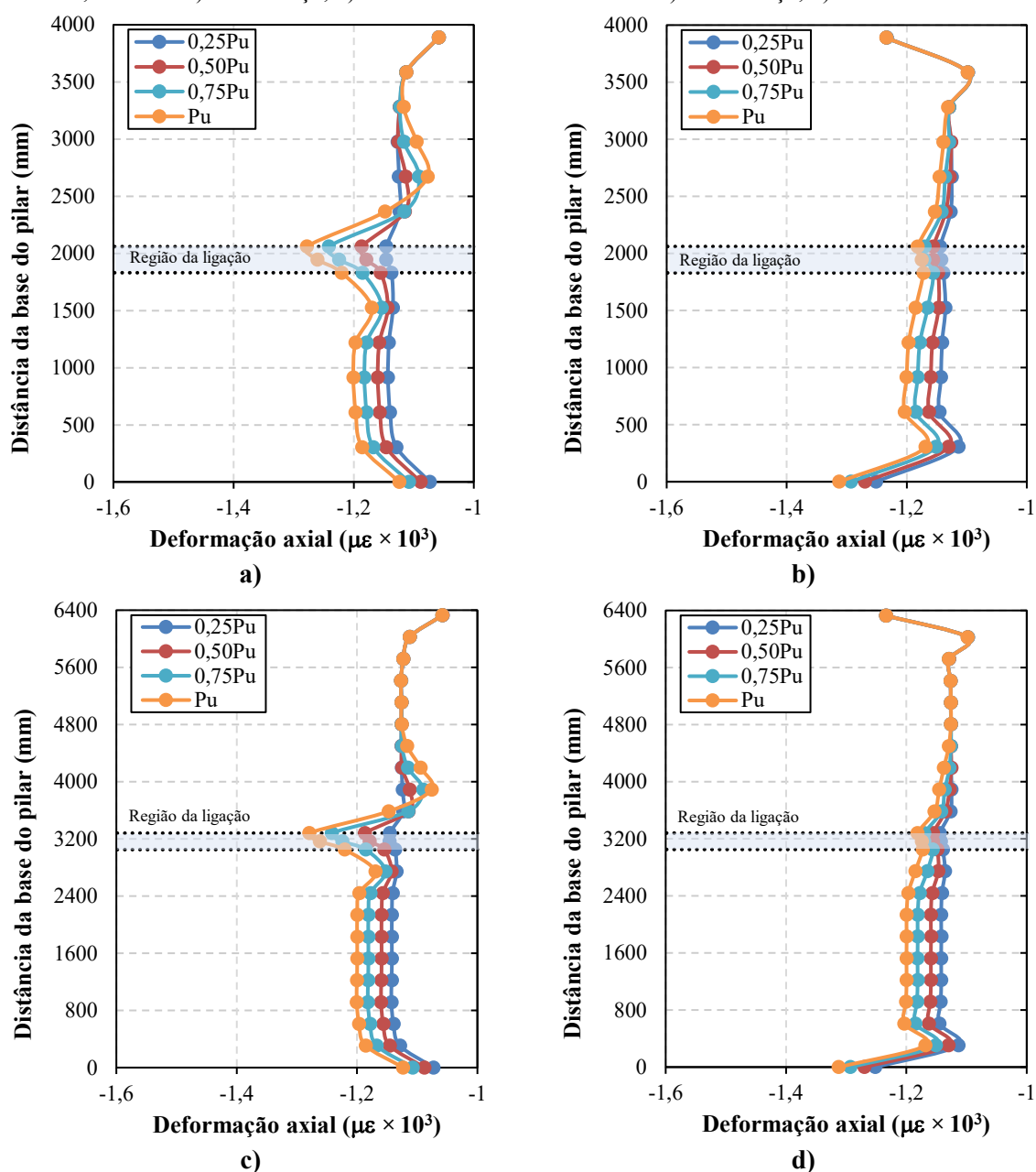
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

6.3.1.2 Diâmetro D600

Avançando para a análise dos modelos de diâmetro intermediário (tubos de $610 \times 9,5$ mm), cujo comportamento é ilustrado nas Figuras 6.19 e 6.20, verifica-se o mesmo panorama qualitativo, porém com deformações de menor intensidade. Desse modo, sob a condição de extremidade restrita, o patamar de compressão axial situa-se em torno de $-1,12 \mu\epsilon \times 10^3$, a deformação de pico na região da ligação atinge cerca de $-1,28 \mu\epsilon \times 10^3$ para a configuração com chapa de três furos e $-1,32 \mu\epsilon \times 10^3$ para a de seis furos. A perturbação no campo de deformações

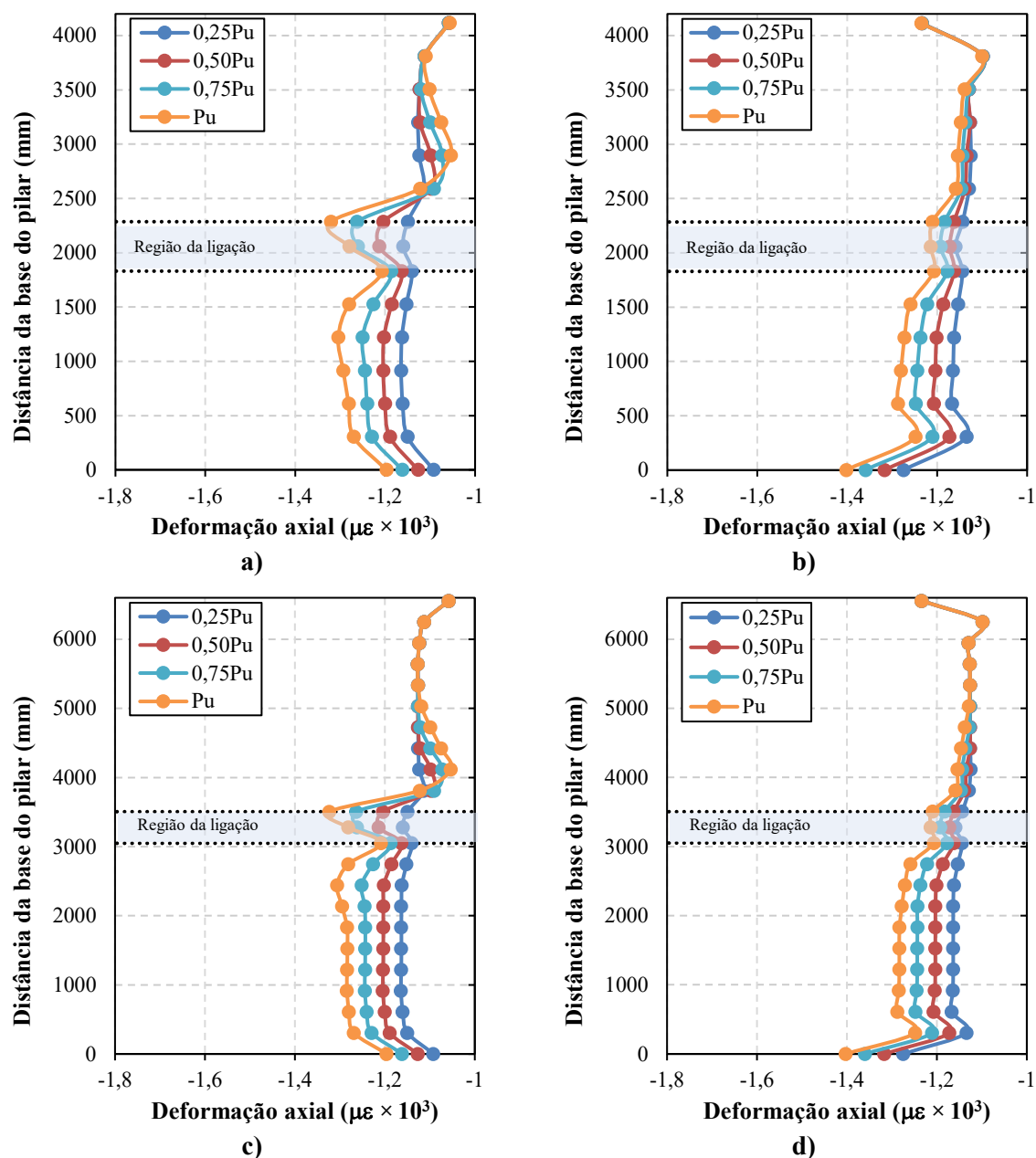
estende-se para a região superior à ligação, estabilizando-se antes de atingir o topo do pilar. Observa-se que a recuperação da ação mista ocorre em uma mesma magnitude que os modelos D300-Cr, efetivando-se a uma distância equivalente a cerca de 2 vezes o diâmetro do tubo ($2D$) acima da ligação. Na região inferior das chapas ocorre a transferência de esforços do tubo de aço para o núcleo de concreto, em seguida a ação mista se reestabelece. A capacidade de transferência de carga por ligação alcança 387 kN para a configuração com menor chapa e 808 kN para a maior, mantendo-se a invariância com o aumento do comprimento.

Figura 6.19: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade cR, chapa de 3 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura 6.20: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade cR, chapa de 6 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto

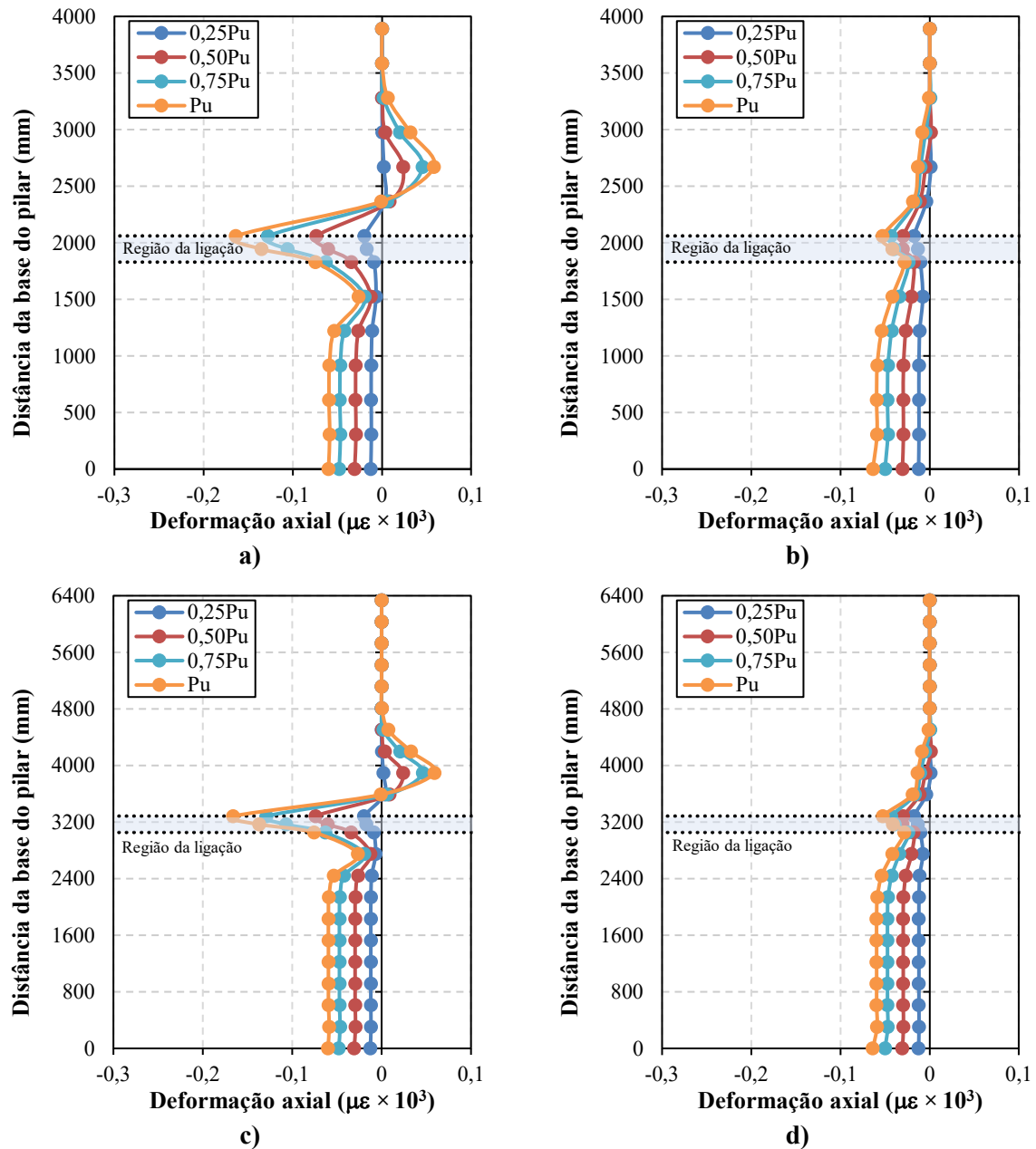


Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

As Figuras 6.21 e 6.22 apresentam os resultados para os mesmos modelos, mas com extremidade livre (D600-sR). Da mesma maneira que a série D300, o campo de deformações evolui a partir de um patamar nulo. O pico de compressão no tubo é da ordem de $-0,16 \mu\epsilon \times 10^3$ na configuração de três furos e $-0,20 \mu\epsilon \times 10^3$ na de seis furos. Na região abaixo da ligação, as deformações do núcleo de concreto voltam a convergir com as do aço, à semelhança do comportamento relatado para os modelos D300. Na região superior à ligação, no entanto, observa-se, para os modelos submetidos aos maiores esforços (chapa de 6 furos), que as incompatibilidades de deformações se estendem até o topo do pilar nos modelos com menor

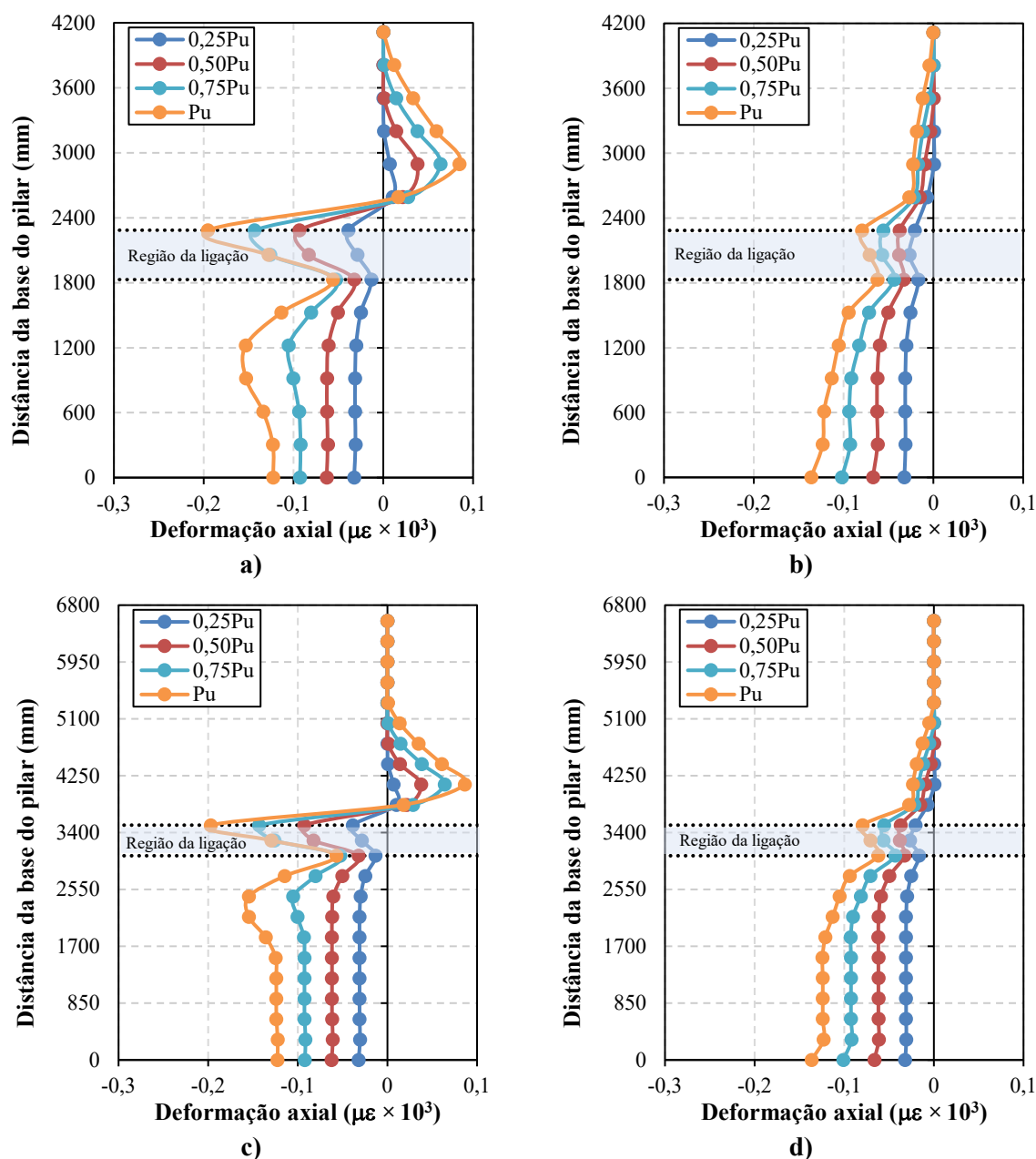
comprimento. Isso indica que o trecho superior desses modelos não é suficiente para a completa introdução da carga e o pleno restabelecimento da ação mista; por outro lado, para os modelos com maior comprimento acima da região da ligação ($L/D = 5$), a ação conjunta se restabelece plenamente.

Figura 6.21: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade sR, chapa de 3 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura 6.22: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade sR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



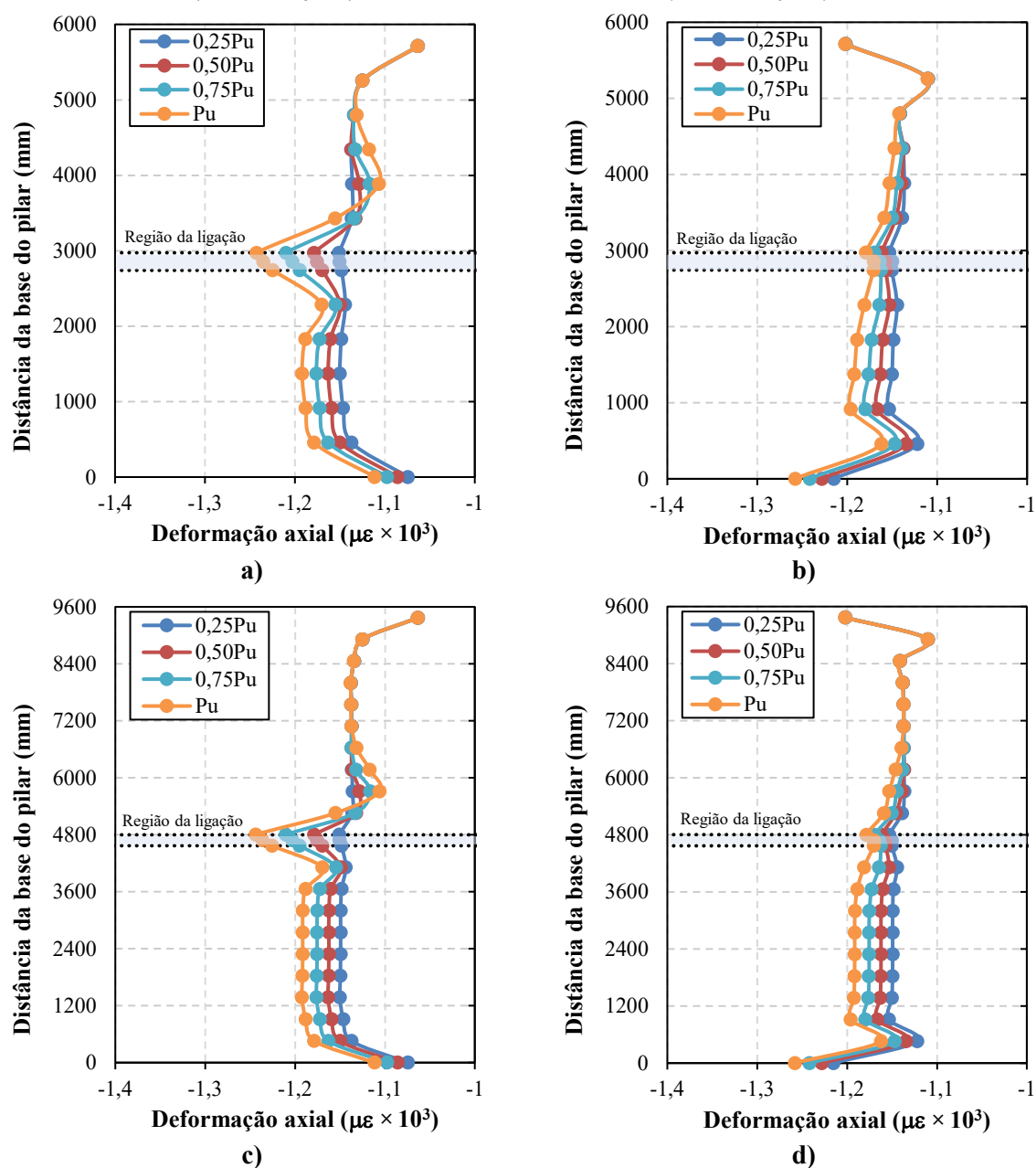
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

6.3.1.3 Diâmetro D900

Por fim, as Figuras 6.23 a 6.26 apresentam os resultados para a série D900 (tubo de 914×16 mm). De maneira geral, percebe-se uma redução na magnitude das deformações em relação às séries anteriores (D300 e D600), embora essa atenuação seja pouco expressiva quando comparada especificamente aos modelos D600. Sob a condição de extremidade restrita (Figuras 6.23 e 6.24), o patamar de compressão axial estabiliza-se em torno de $-1,12 \mu\epsilon \times 10^3$, valor análogo ao do modelo intermediário. A deformação de pico na região da ligação atinge

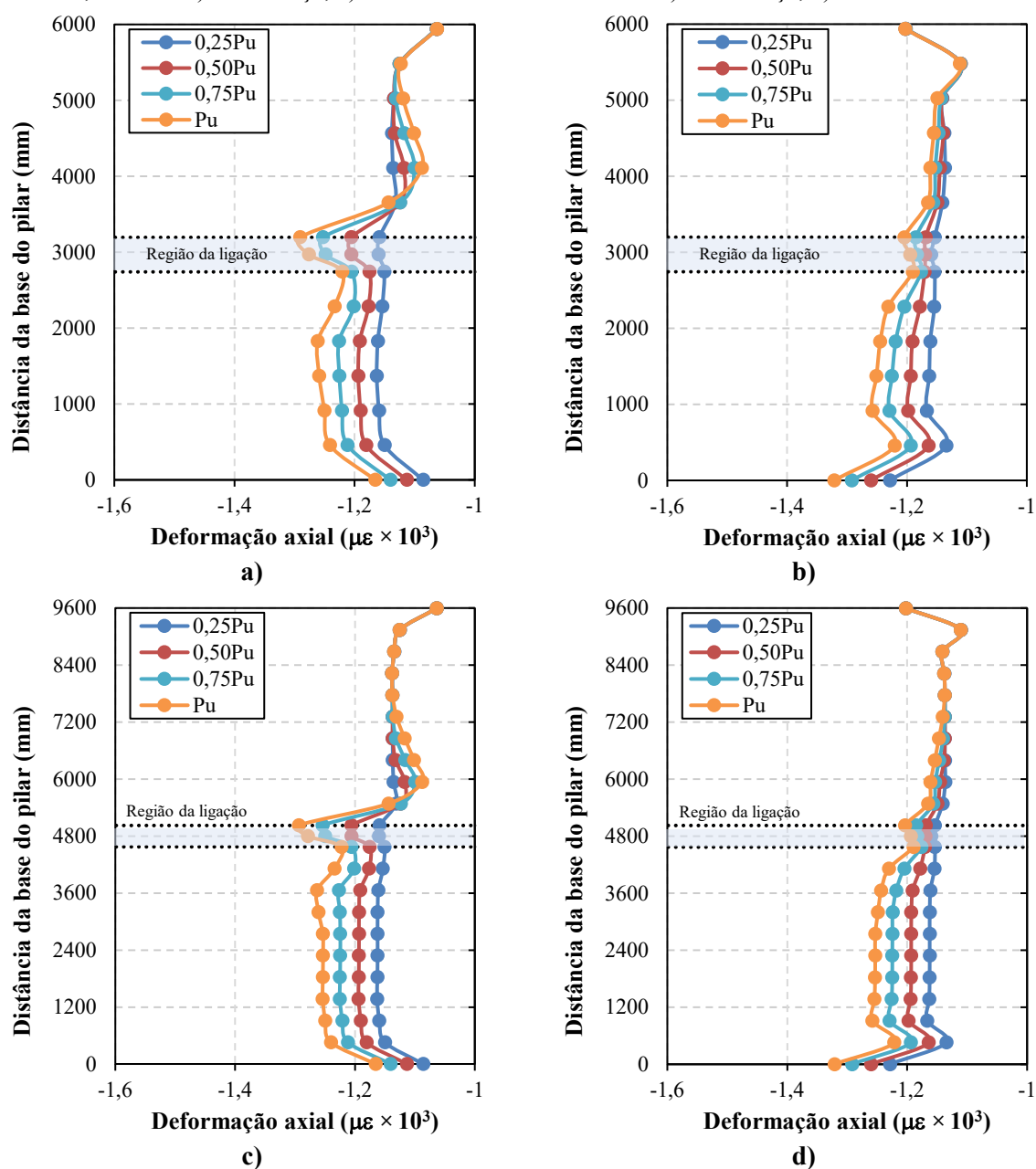
cerca de $-1,24 \mu\epsilon \times 10^3$ para a configuração de chapa de três furos e $-1,29 \mu\epsilon \times 10^3$ na configuração com seis furos. Quanto às regiões de perturbação de deformações, observa-se que elas se propagam mantendo as proporções geométricas identificadas nos modelos de menor diâmetro. Além disso, todos os modelos demonstram capacidade de restabelecer a ação mista nas regiões externas à ligação. A capacidade resistente última alcança 654 kN na chapa de três furos e 1359 kN na de seis.

Figura 6.23: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade cR, chapa de 3 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

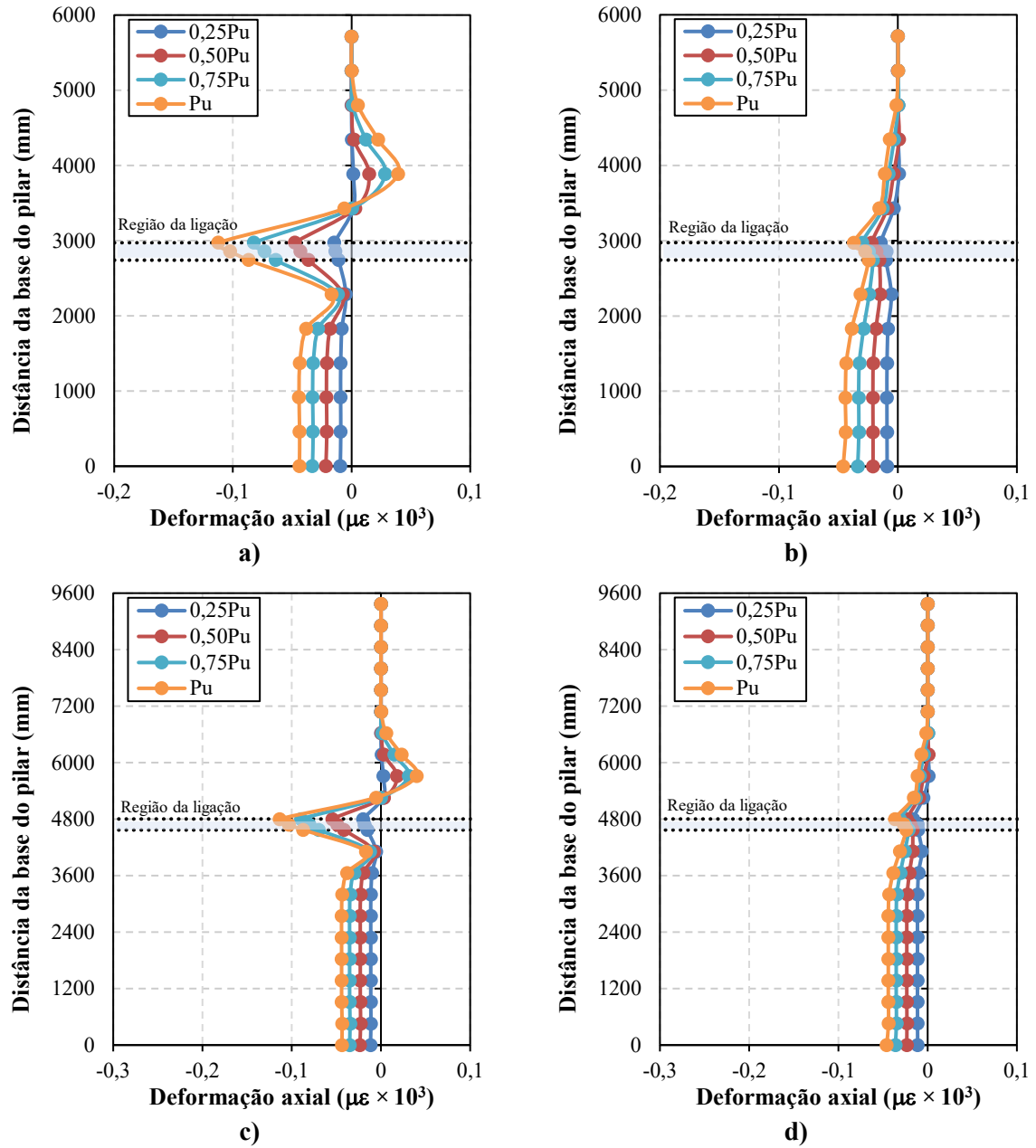
Figura 6.24: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade cR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

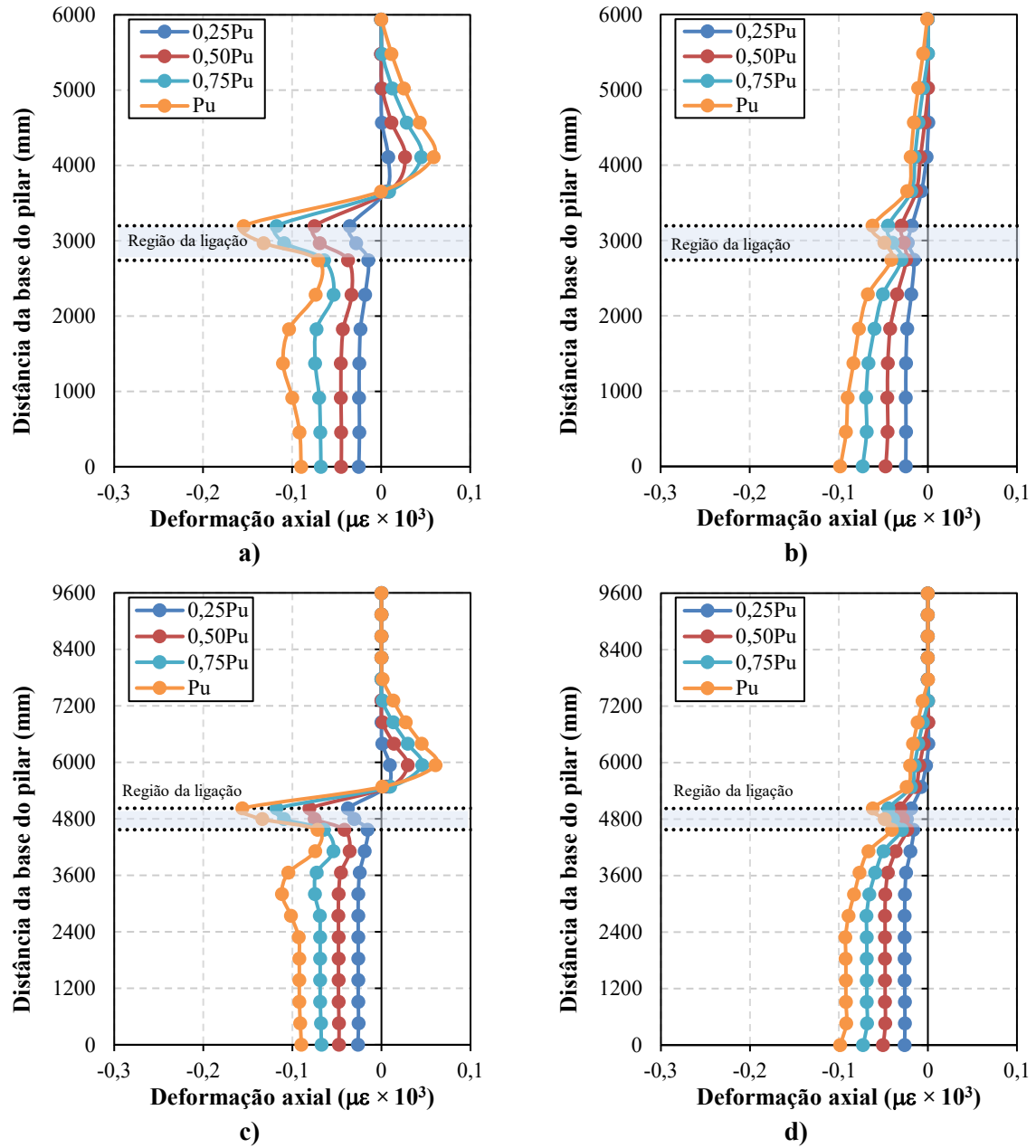
As Figuras 6.25 e 6.26 apresentam os resultados para os modelos de maior diâmetro sem restrições na extremidade (D900-sR). O comportamento desses modelos corrobora as constatações para a série D600-sR, incluindo: evolução do campo de deformações a partir de um patamar nulo, com magnitude inferior à dos modelos restritos, o aumento das deformações proporcionado pela adoção da chapa de seis furos e a incapacidade dos modelos de menor esbeltez de restabelecer a plena compatibilidade de deformações no trecho superior sob altos níveis de carregamento.

Figura 6.25: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade sR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura 6.26: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade sR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

6.3.2 Modelos submetidos a carregamentos usuais

A análise dos modelos submetidos às cargas usuais tem como objetivo verificar se as ligações são capazes de transferir os esforços de serviço provenientes das vigas, referentes à Combinação 1 (pavimento típico de edifícios corporativos, com 320 kN por chapa) e à Combinação 2 (pavimento típico de shopping centers, com 400 kN por chapa). A verificação foi conduzida por meio da comparação entre a solicitação aplicada à ligação e a sua capacidade última (P_u), determinada nos modelos submetidos à falha, além de examinar a distribuição das deformações axiais obtida sob o carregamento de serviço. Cabe ressaltar que, nos casos em que a solicitação supera a capacidade resistente da ligação, a simulação numérica não alcança a totalidade da força aplicada, sendo interrompida ao atingir a carga última, fenômeno identificado quando o passo de tempo total de análise é inferior à unidade. A Tabela 6.7 sintetiza, para cada configuração, a capacidade última, o índice de solicitação (razão entre a força solicitante, P_{sol} e a capacidade da ligação, P_u) e a respectiva condição de transferência para cada combinação de carregamento.

Tabela 6.7: Verificação da capacidade de transferência das ligações sob as cargas usuais (grau de utilização idêntico para $L/D = 3$ e 5 e para as extremidades restrita e livre).

Configuração	P_u (kN)	$P_{sol.1}^{(1)}/P_u$	Condição $P_{sol.1}$	$P_{sol.2}^{(2)}/P_u$	Condição $P_{sol.2}$
D300 - 3 furos	327	0,98	Transfere	1,22	Não transfere
D300 - 6 furos	681	0,47	Transfere	0,59	Transfere
D600 - 3 furos	387	0,83	Transfere	1,03	Não transfere
D600 - 6 furos	808	0,40	Transfere	0,50	Transfere
D900 - 3 furos	654	0,49	Transfere	0,61	Transfere
D900 - 6 furos	1359	0,24	Transfere	0,29	Transfere

⁽¹⁾ Solicitação correspondente à combinação 1;

⁽²⁾ Solicitação correspondente à combinação 2.

Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

A análise da Tabela 6.7 permite verificar que a chapa de maior comprimento (seis furos) é capaz de transferir os esforços de ambas as combinações de utilização para todos os pilares avaliados, apresentando uma boa margem de segurança. Para esse comprimento de chapa, o índice de solicitação máximo foi de 59%, correspondente ao modelo D300 (menor espessura de chapa) submetido à combinação 2, ao passo que a razão mínima foi de 24%, para o pilar D900 submetido à combinação 1 (maior espessura). Em contraste, a configuração com chapa de três furos demonstrou capacidade insuficiente para transferir o carregamento referente à combinação 2 (400 kN) nos dois menores diâmetros avaliados (D300 e D600). Desse modo, o

processamento numérico desses modelos foi interrompido em função do esgotamento de suas respectivas capacidades últimas (327 kN e 388 kN).

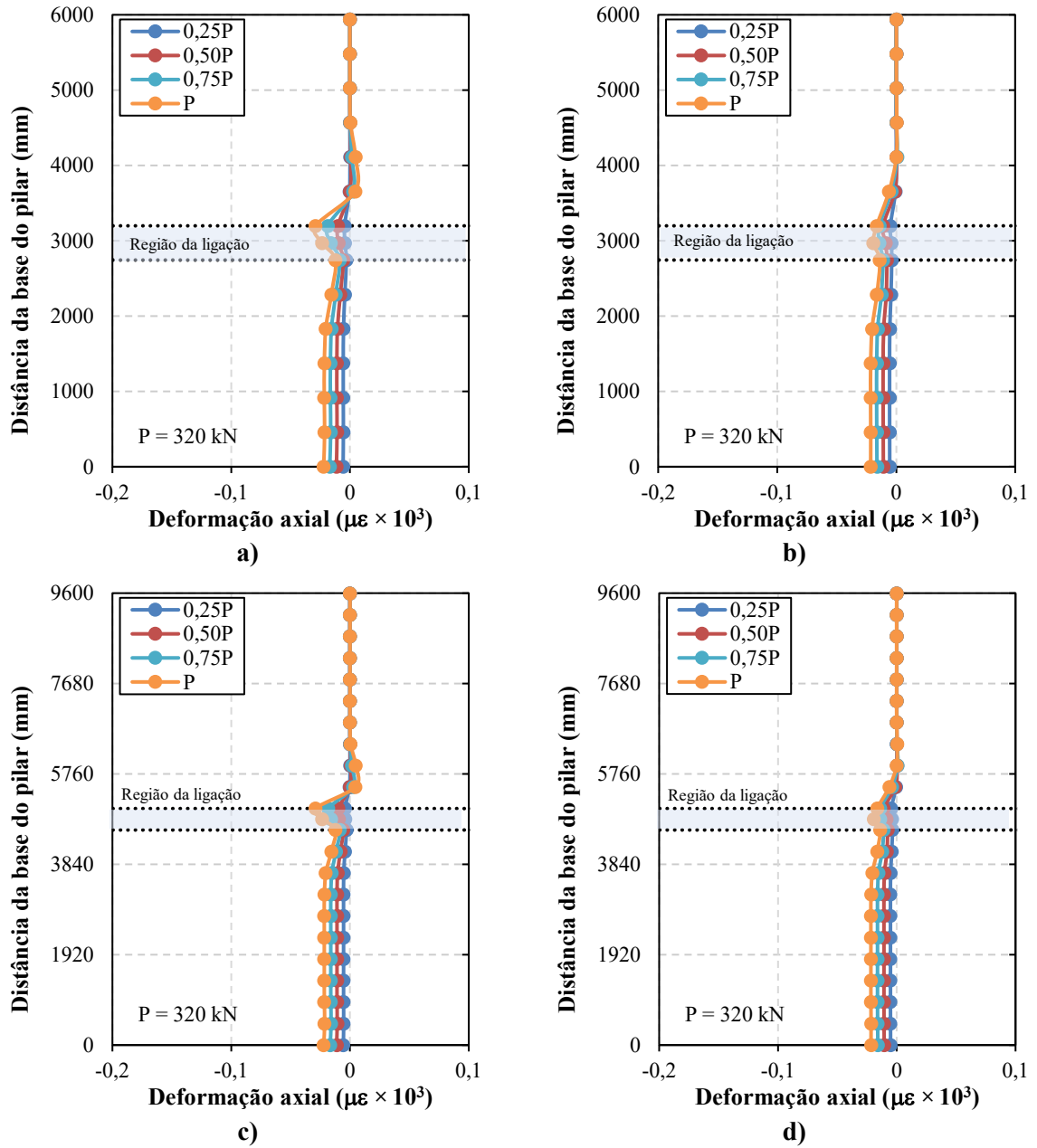
Adicionalmente, observa-se que, embora o modelo D300-3f (diâmetro de 323,8 mm e chapa de três furos) seja capaz de transferir os esforços cortantes da combinação 1 (320 kN), ele o faz no limite de sua resistência ($P_{sol.1}/P_u = 0,98$). Esse resultado evidencia a ausência de reserva de capacidade resistente dessa configuração. Por sua vez, o modelo de maior diâmetro (D900) apresenta capacidade resistente suficiente para transferir ambas as combinações de carregamento com margem de segurança, independentemente do tipo de chapa adotada.

Sob a perspectiva do comportamento mecânico, a distribuição de deformações nos modelos capazes de transferir a carga é um reflexo direto de seus respectivos índices de utilização. Para ilustrar esse comportamento, as Figuras 6.27 e 6.28 apresentam os campos de deformação do modelo com o menor índice de utilização da série (D900 com chapa de seis furos, sob a combinação 1) e do modelo com o maior índice de utilização (D300 com chapa de três furos, sob a combinação 1), ambos os modelos sem restrição na extremidade, isolando o carregamento da ligação.

Pela análise das Figuras 6.27 e 6.28, verifica-se que, nas configurações pouco solicitadas (Figura 6.27), a perturbação gerada pela ligação é discreta. Nessas condições, a compatibilidade de deformações entre o tubo de aço e o núcleo de concreto é preservada ao longo do pilar, garantindo a manutenção da ação mista sob cargas de serviço. Por outro lado, à medida que o índice de utilização aumenta (Figura 6.28), a amplitude da perturbação na região da ligação cresce de maneira proporcional, com o campo de deformações aproximando-se do panorama verificado no estado limite último.

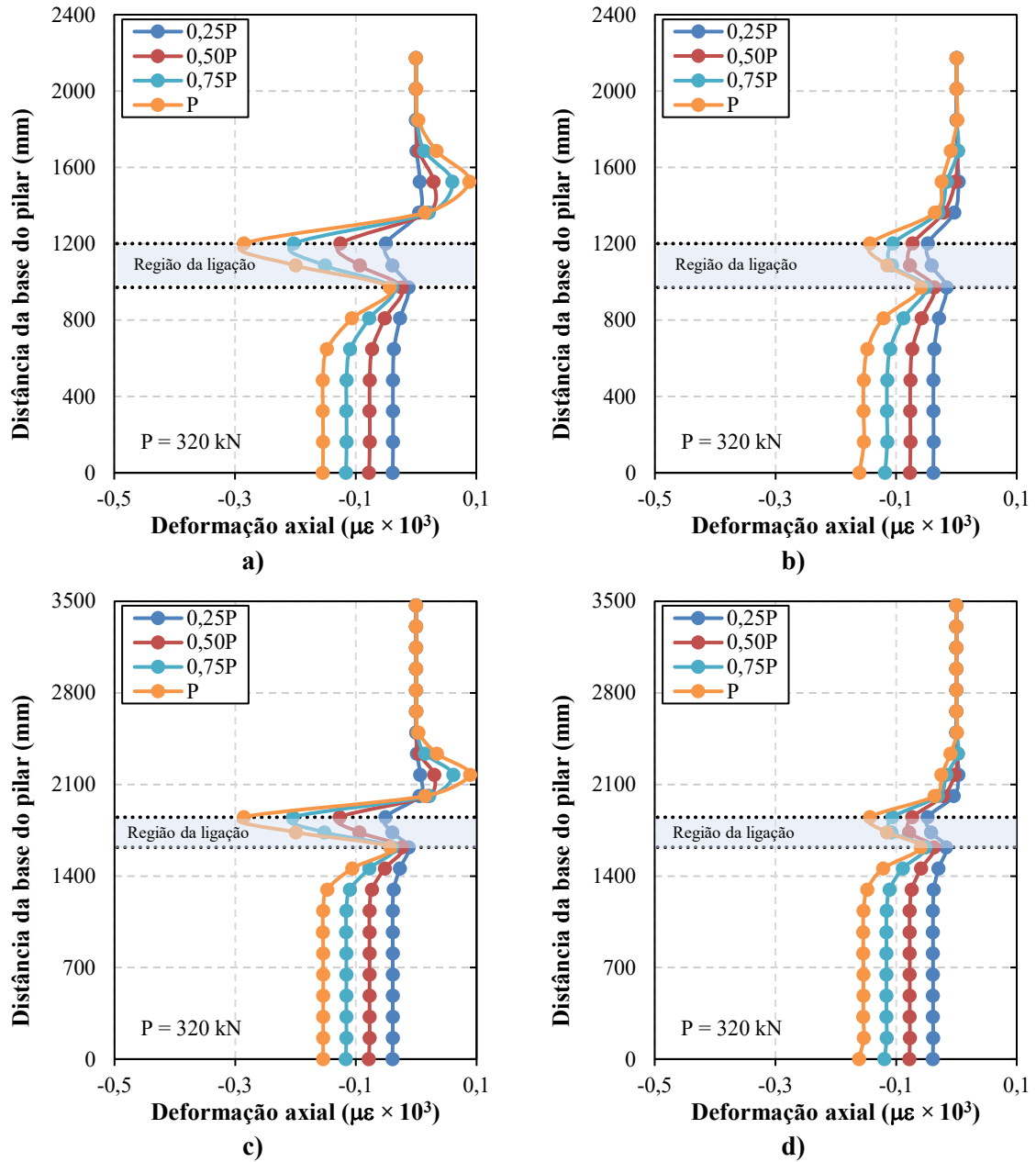
Por fim, nos modelos que não são capazes de transferir as cargas de utilização (D300 e D600 com chapa de três furos sob a Combinação 2), o comportamento reproduz o mecanismo de falha descrito na situação última, com a plastificação das chapas de ligação ao se atingir a capacidade resistente. Destaca-se que a distribuição completa das deformações longitudinais dos modelos submetidos ao carregamento de serviço é apresentada no Apêndice A.

Figura 6.27: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar sob carregamento de serviço — modelo D900, chapa de 6 furos, Combinação 1, $L/D = 3$: a) tubo; b) núcleo; $L/D = 5$: c) tubo; d) núcleo



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura 6.28: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar sob carregamento de serviço — modelo D300, chapa de 3 furos, Combinação 1, L/D = 3: a) tubo; b) núcleo; L/D = 5: c) tubo, d) núcleo



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

7 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo investigar o comportamento da ligação simples entre pilares CFST de seção circular e duas vigas de aço adjacentes em perfil “I” por meio de análises numéricas via Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o *software* Abaqus®. A investigação foi conduzida em etapas sucessivas: inicialmente, realizou-se o estudo do confinamento do concreto, seguido pelo estudo da interface aço-concreto, pela calibração e validação do modelo numérico da ligação e, por fim, pela análise paramétrica da ligação. As principais conclusões derivadas deste estudo são apresentadas a seguir:

Por meio de análises numéricas do comportamento do concreto sob confinamento ativo, verificou-se que o modelo numérico apresentou consistência ao representar o ganho de resistência do material sob níveis moderados de confinamento, com erro máximo de 14% em relação aos resultados experimentais, mas superestimou a tensão máxima para tensões de confinamento elevadas, com erros de até 66%. O modelo analítico do EN 1992-1-1:2023 demonstrou eficiência na previsão do ganho de resistência em todo o intervalo analisado.

A partir do estudo dos pilares RCFST submetidos à compressão axial, constatou-se um aumento na capacidade resistente desses elementos em comparação aos modelos sem armadura (CFST). Esse incremento resulta da contribuição axial direta das barras longitudinais e do confinamento adicional promovido pelas armaduras transversais, potencializado pela redução do espaçamento entre estribos. A proposição analítica de duplo confinamento mostrou-se superior à formulação tradicional do EN 1994-1-1:2026, reduzindo o conservadorismo médio global de 20% para 18% e o coeficiente de variação de 0,0130 para 0,0096. Adicionalmente, esse estudo permitiu atestar a calibração dos modelos constitutivos dos materiais e a capacidade da ferramenta numérica de representar o comportamento de pilares isolados, viabilizando a subsequente modelagem dos modelos com ligação.

No estudo da interface aço-concreto, caracterizaram-se os mecanismos de resistência da interface e definiu-se a estratégia de modelagem numérica adotada: o contato coesivo foi empregado para representar os mecanismos de aderência química e microintertravamento mecânico, enquanto o macrointertravamento foi modelado pelo atrito de Mohr-Coulomb, mobilizado pelas tensões normais de contato, especialmente as resultantes do *pinching*. Essa representação mostrou-se adequada para a simulação da transferência de esforços na região da ligação.

Quanto ao estudo paramétrico da ligação, concluiu-se que a capacidade de transferência de carga é diretamente proporcional ao comprimento da chapa de ligação e ao diâmetro do perfil tubular. A adoção da chapa com seis furos (maior comprimento) promoveu um ganho superior

ao dobro da capacidade resistente constatada para a chapa de três furos (menor comprimento). Adicionalmente, o aumento do diâmetro de 323,8 mm para 914 mm elevou a carga última (P_u) de 327 kN para 654 kN (chapa com três furos) e de 681 kN para 1359 kN (chapa com seis furos). Esse resultado decorreu do modo de falha identificado nos modelos estudados, caracterizado pela plastificação das chapas de ligação. Consequentemente, a carga última mostrou-se independente do comprimento do pilar e das condições de extremidade. A distribuição das deformações axiais evidenciou o mecanismo de transferência por cisalhamento, caracterizado pela perda de compatibilidade de deformações entre o tubo de aço e o núcleo de concreto na região acima da ligação, pico de tensões de tração no tubo na borda superior da chapa, efeito de pinçamento concentrado na região inferior da ligação e restabelecimento da ação mista ao se afastar dela. A intensidade da perturbação na interface aço-concreto foi máxima na menor seção (D300) e decresceu com o aumento do diâmetro, enquanto o incremento do comprimento do pilar estendeu o trecho de introdução de carga. Nos modelos com extremidade restrita, as deformações estabilizam-se antes do topo em todos os casos, indicando que a restrição favorece a introdução de carga; nos modelos com extremidade livre (sem restrição) com maior solicitação e menor comprimento (séries D600 e D900, chapa com seis furos e $L/D = 3$), as incompatibilidades estenderam-se até o topo do pilar, indicando comprimento insuficiente para a introdução de carga completa.

Sob os carregamentos usuais, a chapa com seis furos transferiu os esforços de ambas as combinações de utilização em todos os diâmetros, com índice de solicitação máximo de 0,59. A capacidade resistente da chapa com três furos (menor comprimento) mostrou-se insuficiente para a Combinação 2 (400 kN) nos diâmetros D300 e D600 e atendeu à Combinação 1 (320 kN) no modelo de menor diâmetro (D300), mas no limite de sua resistência (índice de solicitação de 0,98), sem reserva de capacidade resistente. Esses resultados indicam que a adequação da ligação simples ao carregamento de serviço é governada pelos mesmos parâmetros que controlam a capacidade última, ou seja, o comprimento da chapa e o diâmetro do tubo.

De modo geral, conclui-se que os objetivos propostos foram alcançados: o trabalho contribuiu com um modelo numérico validado para representar o comportamento a ligação simples em pilares CFST de seção circular, caracterizou o mecanismo de introdução de carga e o efeito de pinçamento (*pinching effect*) na região da ligação e quantificou a influência dos principais parâmetros de projeto sobre a capacidade de transferência de carga.

7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nas limitações identificadas ao longo do desenvolvimento deste trabalho, sugerem-se os seguintes temas para pesquisas futuras:

- Realização de programas experimentais dedicados a ligações simples aplicadas a pilares CFST de seção circular, com instrumentação moderna, para a validação ampliada das tendências numéricas identificadas;
- Comparação da capacidade resistente do pilar na região de introdução de carga, obtida numericamente, com as previsões de diferentes procedimentos normativos;
- Aprimoramento da representação do comportamento pré- e pós-pico do concreto sob níveis elevados de confinamento, incluindo o emprego de procedimentos de análise capazes de acompanhar o regime pós-pico das ligações;
- Calibração do modelo numérico a partir de resultados experimentais de pilares CFST com armaduras internas, para a melhor mensuração da capacidade resistente desses elementos e avaliação do efeito de *kinematic locking*.

REFERÊNCIAS

- ABDULLAH; LEUNG, A. Y. F.; CHAN, T.-M. Experimental investigation of size and cross-sectional shape effects on strain distributions in concrete-filled steel tubes. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 235, p. 109782, dez. 2025.
- ABED, F.; ALHAMAYDEH, M.; ABDALLA, S. Experimental and numerical investigations of the compressive behavior of concrete filled steel tubes (CFSTs). **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, p. 429–439, jan. 2013.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2023.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações**. Rio de Janeiro, 2024.
- AL-ANI, Y. R. Finite element study to address the axial capacity of the circular concrete-filled steel tubular stub columns. **Thin-Walled Structures**, v. 126, p. 2–15, maio 2018.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-25: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. Farmington Hills: ACI, 2025.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 341-10: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings**. Chicago: AISC, 2010.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago: AISC, 2010.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360-22: Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago: AISC, 2022.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM A572/A572M-21e1: Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel**. West Conshohocken: ASTM International, 2023.
- ARIA, M.; CUCCURULLO, C. bibliometrix: An R-tool for comprehensive science mapping analysis. **Journal of Informetrics**, v. 11, n. 4, p. 959–975, nov. 2017.
- BINICI, B. An analytical model for stress–strain behavior of confined concrete. **Engineering Structures**, v. 27, n. 7, p. 1040–1051, jun. 2005.
- BOAKE, T., M.; HUI, V. **SSEF - Fun is in the Details**. Acesso em: 28 nov. 2025.
- CAI, Shao-Huai. **Modern steel tube confined concrete structures**. Beijing: China Communication Press, 2003.
- CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) —[s.l.] Universidade de São Paulo, Agência USP de Gestão da Informação Acadêmica (AGUIA), 2002.

CARREIRA, D. J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for plain concrete in tension. **American Concrete Institute Journal**, v. 83, n. 1, p. 21-28, 1986.

CHEN, D.; YU, X.; SHEN, J.; LIAO, Y.; ZHANG, Y. Investigation of the curing time on the mechanical behavior of normal concrete under triaxial compression. **Construction and Building Materials**, v. 147, p. 488–496, ago. 2017.

CODEME. **Acervo Técnico**. 2017.

CODEME. **Acervo Técnico**. 2024.

DE OLIVEIRA, W. L. A. et al. Evaluation of passive confinement in CFT columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 4, p. 487–495, abr. 2010.

DE OLIVEIRA, W. L. A.; DE NARDIN, A.; 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, p. 2103–2110, dez. 2009.

DEBNATH, P. P.; CHAN, T.-M. Experimental performance of single blind-bolted CFST column connection under predominant shear loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 196, p. 107386, set. 2022.

DEBNATH, P. P.; XU, F.; CHAN, T.-M. Load transfer mechanism in concrete-filled steel tubular columns: Developments, challenges and opportunities. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 203, p. 107781, abr. 2023.

DUNBERRY, E.; LEBLANC, D.; REDWOOD, R. G. Cross-section strength of concrete-filled HSS columns at simple beam connections. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 14, n. 3, p. 408–417, 1 jun. 1987.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992–1–1: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures**. Brussels, 2023.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993–1–8: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints**. Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994–1–1: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994–1–1: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2026.

FAKURY, Ricardo Hallal; SILVA, Ana Lydia Reis de Castro e; CALDAS, Rodrigo Barreto. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

FREITAS, P. C. DE B. **Análise numérica de ligações metálicas viga-coluna com coluna tubular circular**. [s.l.] Universidade de São Paulo, Agência USP de Gestão da Informação Acadêmica (AGUIA), 2009.

GERIN, M., T. **Comportamento de Pilares Mistos Preenchidos Com Concreto de Resíduos de Concreto Submetidos a Compressão Axial Centrada: Efeito Do Teor de Substituição E Da Forma de Aplicação Da Força**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) —[s.l.] Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 20 fev. 2020.

GIAKOUMELIS, G.; LAM, D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 60, n. 7, p. 1049–1068, jul. 2004.

GUO, X.-T. et al. Experimental and numerical investigation on reinforced CFSST columns under axial compressive loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 234, p. 109695, nov. 2025.

HABIBI, A.; FANAIE, N.; SHAHBAZPANAH, S. Experimental and numerical investigation of I-beam to concrete-filled tube (CFT) column moment connections with pipe-stiffened internal diaphragm. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 200, p. 107648, jan. 2023.

HANY, N. F.; HANTOUCHE, E. G.; HARAJLI, M. H. Finite element modeling of FRP-confined concrete using modified concrete damaged plasticity. **Engineering Structures**, v. 125, p. 1–14, out. 2016.

HE, L.; LIN, S.; JIANG, H. Confinement Effect of Concrete-Filled Steel Tube Columns With Infill Concrete of Different Strength Grades. **Frontiers in Materials**, v. 6, 18 abr. 2019.

HOGNESTAD, E. **A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members**. Champaign: University of Illinois Engineering Experimental Station, 1951. (Bulletin n. 399).

HORDIJK, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete: experiments, modelling and analyses. **Heron**, Delft, v. 37, n. 1, 1992.

HU, H.-T.; CHEN, C.-W.; HUANG, M.-Y. Nonlinear finite element analysis of CFT-to-bracing connections subjected to axial compressive forces. **Engineering Structures**, v. 33, n. 5, p. 1479–1490, maio 2011.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **fib Model Code 2020: fib Model Code for Concrete Structures**. Lausanne: fib, 2020.

ISLEEM, H. F. et al. Nonlinear finite element and analytical modelling of reinforced concrete filled steel tube columns under axial compression loading. **Results in Engineering**, v. 19, p. 101341, set. 2023.

JASPART, J.-P.; WEYNAND, K. **Design of Joints in Steel and Composite Structures**. [s.l.] John Wiley & Sons, 2016.

JOHANSSON, M. Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns. **Steel and Composite Structures**, v. 3, n. 1, p. 47–64, 25 fev. 2003.

JOHANSSON, M.; GYLLTOFT, K. Mechanical Behavior of Circular Steel–Concrete Composite Stub Columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 128, n. 8, p. 1073–1081, ago. 2002.

JOHNSON, R. **Designers Guide to Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, 2nd ed.** [s.l.] Thomas Telford Ltd, 2012.

KATAOKA, M. N.; EL DEBS, A. L. H. C. A Study of Modelling Composite Connections in Two and Three Dimensions. Civil-Comp Proceedings. **Anais...** Stirlingshire, UK: Civil-Comp Press, [s.d.]. Acesso em: 21 set. 2025.

KHAROOB, O. F.; GHAZY, M. F.; YOSSEF, N. M. Behavior of beam-high performance fiber reinforced CFST column joints. **Thin-Walled Structures**, v. 113, p. 217–227, abr. 2017.

KIM, S.-H.; CHOI, S.-M. Tensile strength and concrete cone failure in CFT connection with internal diaphragms. **International Journal of Steel Structures**, v. 17, n. 2, p. 643–652, jun. 2017.

LEI, B.; QI, T.; LI, Y.; JIN, Z. QIAN, W. An enhanced damaged plasticity model for concrete under cyclic and monotonic triaxial compression. **European Journal of Mechanics - A/Solids**, v. 100, p. 104999, jul. 2023.

LIAO, F.-Y.; HAN, L.-H.; TAO, Z. Behaviour of CFST stub columns with initial concrete imperfection: Analysis and calculations. **Thin-Walled Structures**, v. 70, p. 57–69, set. 2013.

LIM, J. C. OZBAKKALOGLU, T.; GHOLAMPOUR, A.; BENNET, T.; SADEGHI, R. Finite-Element Modeling of Actively Confined Normal-Strength and High-Strength Concrete under Uniaxial, Biaxial, and Triaxial Compression. **Journal of Structural Engineering**, v. 142, n. 11, nov. 2016.

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, set. 2019.

LYU, W.-Q.; HAN, L.-H. Investigation on bond strength between recycled aggregate concrete (RAC) and steel tube in RAC-filled steel tubes. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 155, p. 438–459, abr. 2019.

MACRAE, G.; ROEDER, C. W.; GUNDERSON, C.; KIMURA, Y. Brace-Beam-Column Connections for Concentrically Braced Frames with Concrete Filled Tube Columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 130, n. 2, p. 233–243, fev. 2004.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 114, n. 8, p. 1804–1826, set. 1988.

MEN, J. J.; GUO, Z. F.; SHI, Q. X. Research on Behavior of Composite Joints Consisting of Concrete and Steel. **Applied Mechanics and Materials**, v. 166–169, p. 815–818, maio 2012.

MOLLAZADEH, M. H.; WANG, Y. C. New insights into the mechanism of load introduction into concrete-filled steel tubular column through shear connection. **Engineering Structures**, v. 75, p. 139–151, set. 2014.

MOLLAZADEH, M. H.; WANG, Y. C. Design implications of a new load introduction mechanism into concrete-filled steel tubular columns. **Structures**, v. 6, p. 37–47, maio 2016a.

MOLLAZADEH, M. H.; WANG, Y. C. New Mechanism of Load Introduction into Concrete-Filled Steel Tubular Columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 142, n. 6, jun. 2016b.

NING, W. et al. Load Transfer Mechanisms in Welded Fin Plate-to-CFST Column Connections. **Journal of Structural Engineering**, v. 152, n. 5, 1 maio 2026.

OSORIO, E.; BAIRÁN, J. M.; MARÍ, A. R. Lateral behavior of concrete under uniaxial compressive cyclic loading. **Materials and Structures**, v. 46, n. 5, p. 709–724, 28 ago. 2012.

PAGE, M. J.; MCKENZIE, J. E.; BOSSUYT, P. M.; BOUTRON, I.; HOFFMANN, T. C.; MULROW, C. D.; SHAMSEER, L.; TETZLAFF, J. M.; AKL, E. A.; BRENNAN, S. E.; CHOU, R.; GLANVILLE, J.; GRIMSHAW, J. M.; HRÓBJARTSSON, A.; LALU, M. M.; LI, T.; LODER, E. W.; MAYO-WILSON, E.; MCDONAL, S.; MCGUINNESS, L. A.; STEWART, L. A.; THOMAS, J.; TRICCO, A. C.; WELCH, V. A.; WHITING, P. M.; HER, D. The PRISMA 2020 statement: An updated guideline for reporting systematic reviews. **International Journal of Surgery**, v. 88, p. 105906, abr. 2021.

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, out. 2007.

PATHIRANA, S. W.; UY, B.; MIRZA, O.; ZHU, X. Flexural behaviour of composite steel–concrete beams utilizing blind bolt shear connectors. **Engineering Structures**, v. 114, p. 181–194, maio 2016b.

PEREIRA, D. H. F. **Análise do comportamento estrutural de ligações em aço entre viga de seção I e pilar de seção tubular circular**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) —[s.l.] Universidade de Sao Paulo, Agência USP de Gestao da Informacao Academica (AGUIA), 2013.

POLIOTTI, M.; BAIRÁN, J.-M. A new concrete plastic-damage model with an evolutive dilatancy parameter. **Engineering Structures**, v. 189, p. 541–549, jun. 2019.

PRION, H. G. L.; MCLELLAN, A. B. Through-bolt Connections for Concrete-filled Hollow Structural Steel Sections. Proceedings - 1994 Annual Task Group Technical Session, Structural Stability Research. **Anais...** 1994.

RADOVANOVIĆ, M. M. L.; NIKOLIĆ, J. Z. Experimental Investigation and Numerical Analysis of the Axial Load Capacity of Circular Concrete-Filled Tubular Columns. **Buildings**, v. 14, n. 5, p. 1329, 8 maio 2024.

RAZAVI, A.; TAHOUNI, S.; TEHRANI, P. Seismic behavior of external diaphragm connections to concrete-filled steel tube (CFST) columns: A full-scale experimental study. **Journal of Building Engineering**, v. 112, p. 113833, out. 2025.

RICHART, F. E.; BRANDTZAEG, A.; BROWN, R. L. "A study of the failure of concrete under combined compressive stresses." **Bulletin 185, Univ. of Illinois Engineering Experimental Station**, Champaign, 111, 1928.

ROEDER, C. W.; CAMERON, B.; BROWN, C. B. Composite Action in Concrete Filled Tubes. **Journal of Structural Engineering**, v. 125, n. 5, p. 477–484, maio 1999.

SALMON, C. G.; JOHNSON, J. E.; MALHAS, F. A. **Steel Structures: Design and Behavior : Emphasizing Load and Resistance Factor Design**. [s.l.] Prentice Hall, 2009.

SCHNEIDER, S., P.; KRAMER, D., R.; SARKKINEN, D., L. The Design and Construction of Concrete-filled Steel Tube Column Frames. Conference proceedings - 13th World Conference on Earthquake Engineering. **Anais...** In: WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING. 2004.

SFER, D.; CAROL, I.; GETTU, R.; ETSE, G. Study of the Behavior of Concrete under Triaxial Compression. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 128, n. 2, p. 156–163, fev. 2002.

SHAKIR-KHALIL, H. Full-scale tests on composite connections. Proceedings of an Engineering Foundation Conference. **Anais...** In: COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE II. New York: American Society of Civil Engineers (ASCE), 1992.

SHAKIR-KHALIL, H. Resistance of concrete-filled steel tubes to pushout forces. **The Structural Engine**, v. 71, n. 13, p. 234–243, 6 jul. 1993.

SHEHAB, B. A.; EKMEKYAPAR, T. Joints behaviour of through steel beam to composite column connection: Experimental study. **Marine Structures**, v. 76, p. 102921, mar. 2021.

SHIMURA, Y.; OKADA, T.; YAMAGUCHI, T. **Nippon Steel Technical Report No. 77,78**. [s.l.] Nippon Steel, jul. 1998. Acesso em: 21 set. 2025. Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Tension. **ACI Journal Proceedings**, v. 83, n. 1, 1986.

SIMULIA. **ABAQUS Standard**. Versão 2024: Simulia, 2024a.

SIMULIA, **Abaqus Analysis User's Manual**. Providence, RI, USA, DassaultSystems Simulia Corp, 2024b.

SUN, L.; LIANG, Z.; WU, L.; LI, C.; LIU, Y.; LIU, M.; LIU, F.; WANG, P. Experimental and theoretical modeling for predicting bending moment capacity of T-head square-neck one-side bolted endplate to tube column connection. **Journal of Building Engineering**, v. 43, p. 103104, nov. 2021.

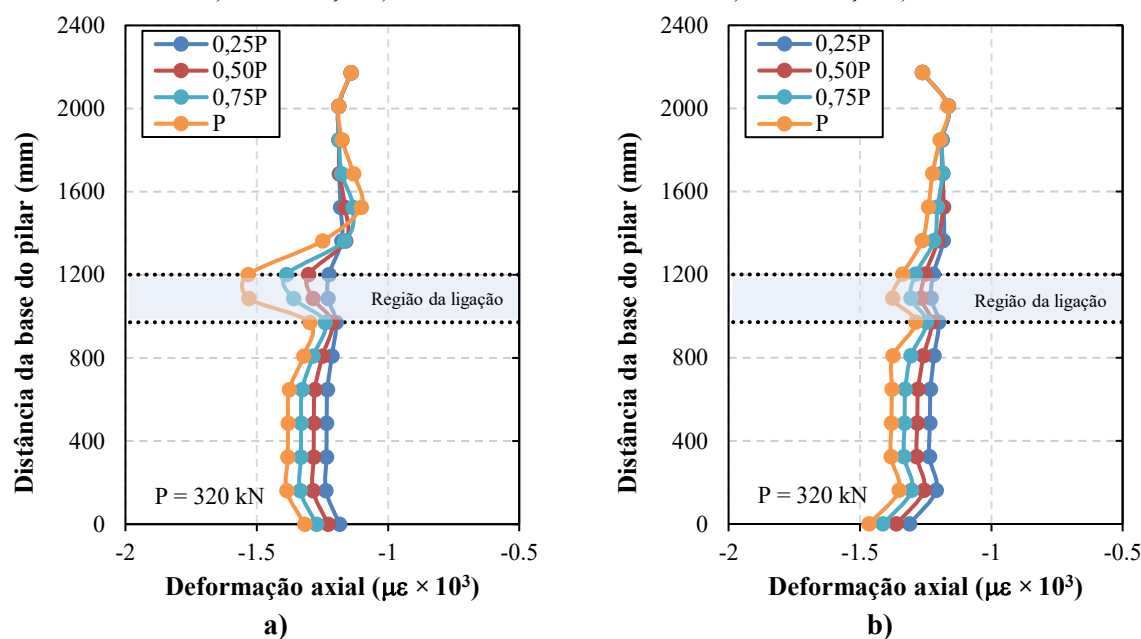
- TAO, Z.; WANG, Z.-B.; YU, Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 89, p. 121–131, out. 2013.
- THAI, H.-T. Beam-to-CFST column joints in steel-concrete composite buildings: A comprehensive review. **Structures**, v. 68, p. 107123, out. 2024.
- USLU, F.; TAŞKIN, K. Experimental and Finite Element Method Investigation of Axial Load Carrying Capacity of Concrete Filled Circular Steel Tube Columns According to Different Slenderness Ratios. **International Journal of Steel Structures**, v. 24, n. 3, p. 619–634, 7 maio 2024.
- WANG, W. et al. Size effect in circular concrete-filled steel tubes with different diameter-to-thickness ratios under axial compression. **Engineering Structures**, v. 151, p. 554–567, nov. 2017.
- WANG, Y.-Z.; WANG, Y.-B.; ZAO, Y.-Z.; LI, G.-Q.; LYU, Y.-F.; LI, H. Experimental study on ultra-high performance concrete under triaxial compression. **Construction and Building Materials**, v. 263, p. 120225, dez. 2020.
- WEI, X.; REN, X. Confinement enhanced damage-plasticity model for concrete. **Mechanics of Materials**, v. 179, p. 104589, abr. 2023.
- XU, F.; SONG, S.-S.; LAI, Z.; CHEN, J. Mechanism of load introduction and transfer within steel-encased CFST members with shear connections. **Engineering Structures**, v. 242, p. 112576, set. 2021.
- XUE, J.-Q. et al. Prediction of ultimate load capacities of CFST columns with debonding by EPR. **Thin-Walled Structures**, v. 164, p. 107912, jul. 2021.
- YANG, J.; SHEEHAN, T.; DAI, X. H.; LAM, D. Experimental study of beam to concrete-filled elliptical steel tubular column connections. **Thin-Walled Structures**, v. 95, p. 16–23, out. 2015.
- YANG, Z.; XUE, H.; QIAO, Q.; CAO, W.; CHEN, K.; BIAN, J. Axial local bearing behavior of circular reinforced concrete filled steel tube stub columns. **Engineering Structures**, v. 317, p. 118704, out. 2024.
- YAO, H.; GOLDSWORTHY, H.; GAD, E. Experimental and Numerical Investigation of the Tensile Behavior of Blind-Bolted T-Stub Connections to Concrete-Filled Circular Columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 134, n. 2, p. 198–208, fev. 2008.
- YU, T.; TENG, J. G.; WONG, Y. L.; DONG, S. L.; Finite element modeling of confined concrete-II: Plastic-damage model. **Engineering Structures**, v. 32, n. 3, p. 680–691, mar. 2010.
- ZHAO, Y.-G.; LIN, S.; LU, Z.-H.; SAITO, T.; HE, L. Loading paths of confined concrete in circular concrete loaded CFT stub columns subjected to axial compression. **Engineering Structures**, v. 156, p. 21–31, fev. 2018.

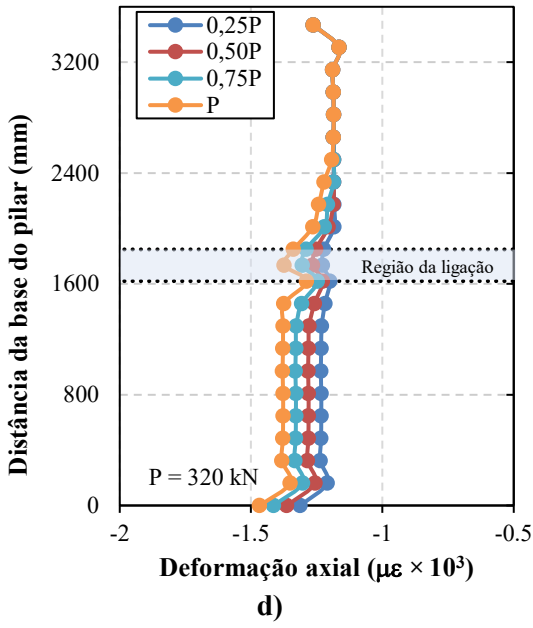
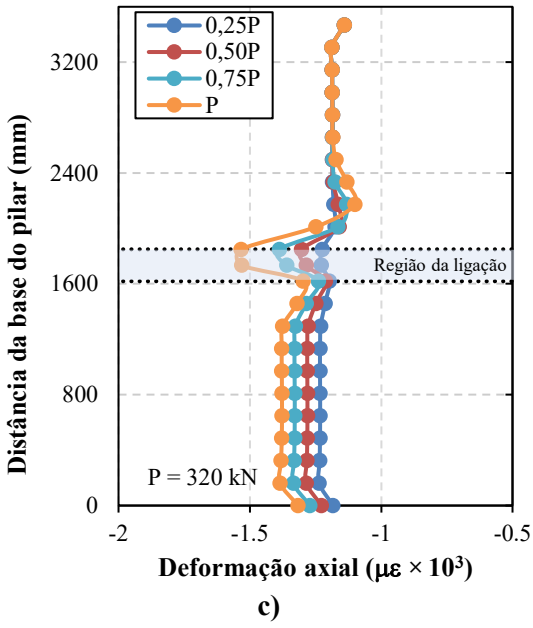
ZHENG, S. et al. Advancements in interfacial bonding performance of concrete-filled steel tube members. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 213, p. 108346, fev. 2024.

APÊNDICE A – RESULTADOS COMPLEMENTARES DO ESTUDO PARAMÉTRICO DA LIGAÇÃO: DISTRIBUIÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DOS MODELOS SUBMETIDOS ÀS CARGAS USUAIS

Este apêndice reúne a distribuição das deformações longitudinais (E33) ao longo do comprimento do pilar para os modelos submetidos às cargas usuais (Combinações 1 e 2), organizados por diâmetro, condição de extremidade e comprimento de chapa. Para cada grupo, apresentam-se os gráficos do tubo de aço e do núcleo de concreto referentes às Combinações 1 (320 kN) e 2 (400 kN) e às relações L/D iguais a 3 e 5. Ressalta-se que, para as configurações D300-3f e D600-3f sob a Combinação 2, a distribuição corresponde ao último estágio convergido, imediatamente anterior à ruptura da ligação.

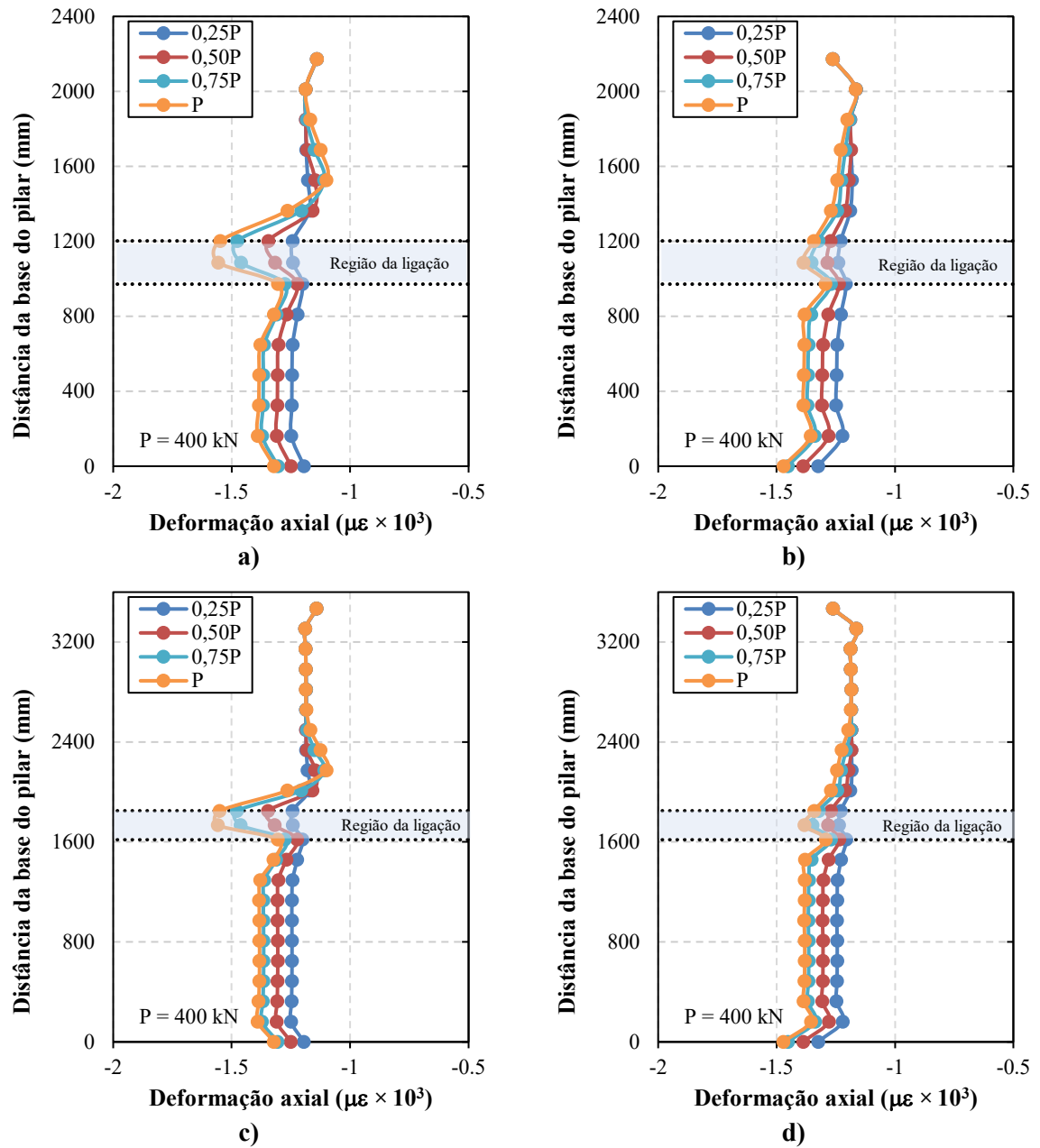
Figura A. 1: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade cR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto





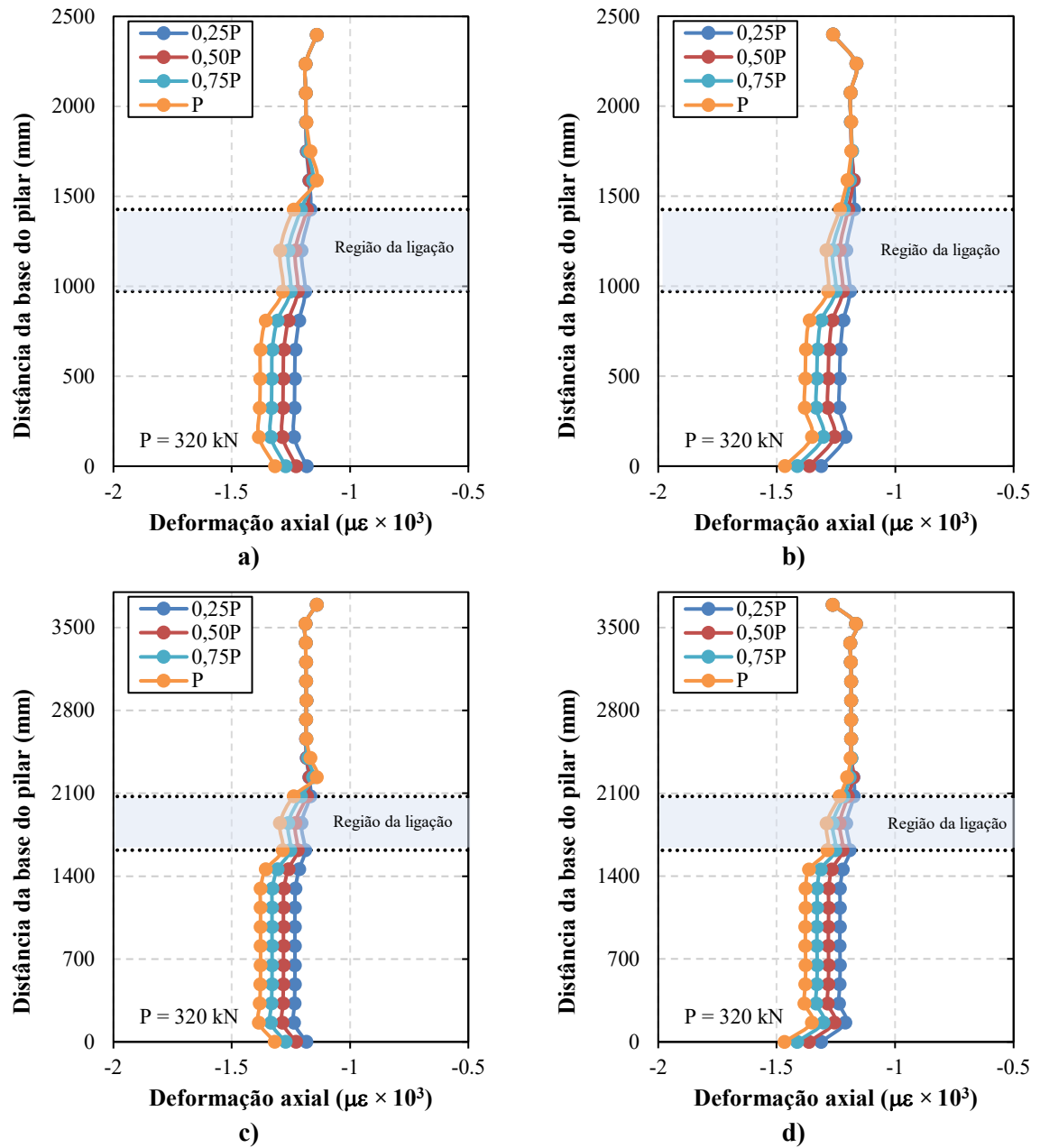
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 2: Distribuição da deformação axial (E_{33}) ao longo do pilar — D300, extremidade cR, chapa de 3 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



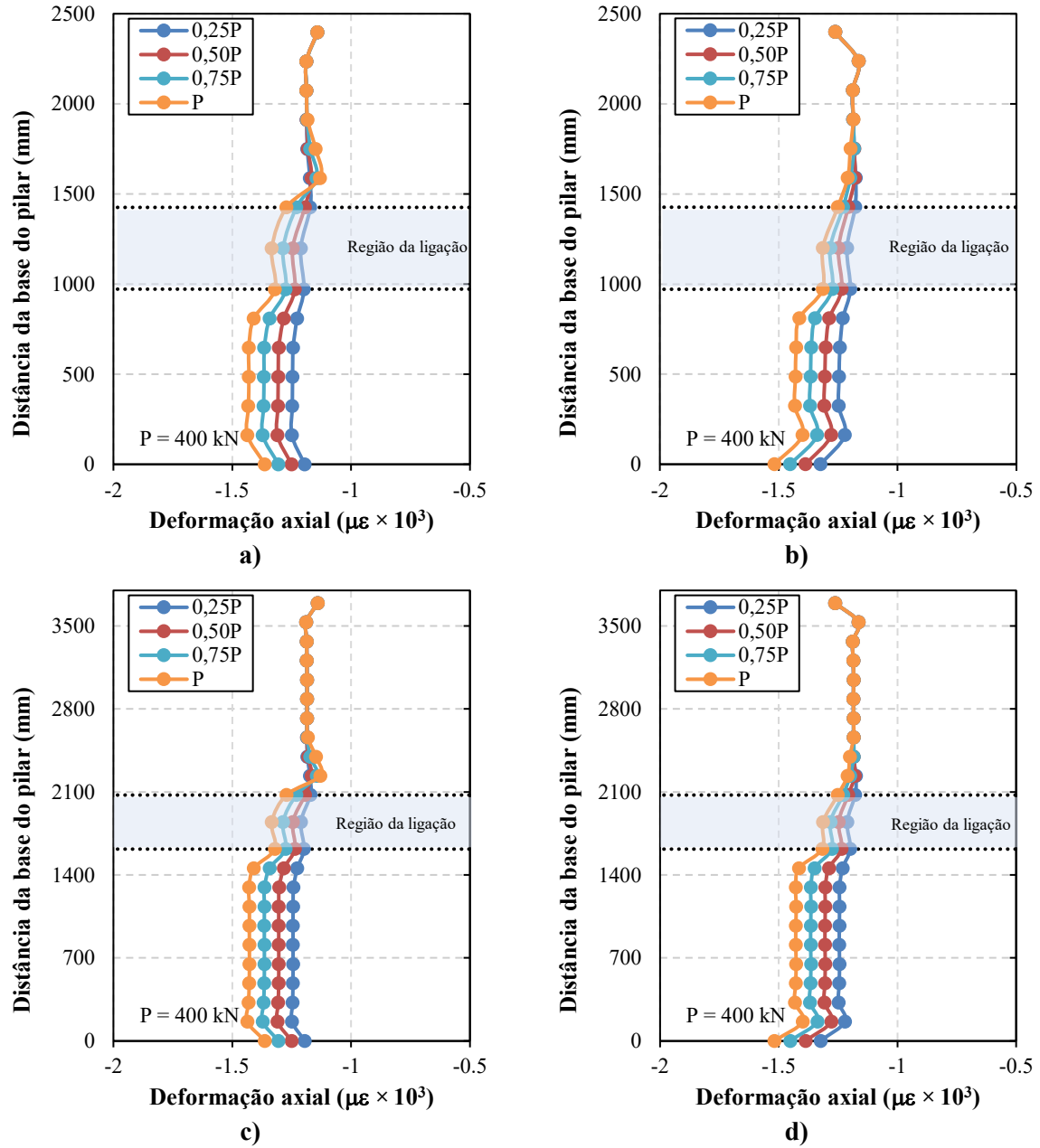
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 3: Distribuição da deformação axial (E_{33}) ao longo do pilar — D300, extremidade cR, chapa de 6 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



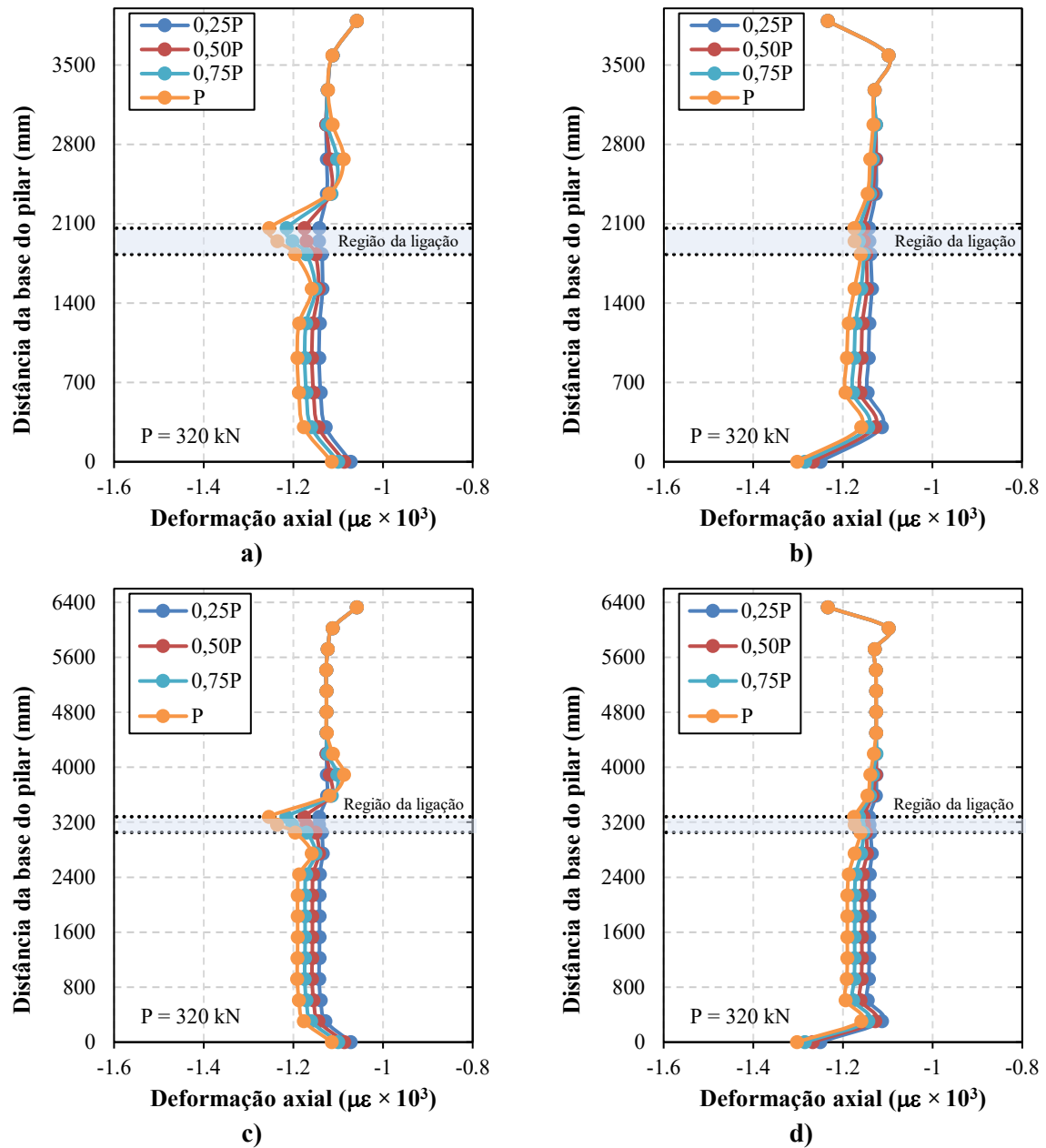
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 4: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade cR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



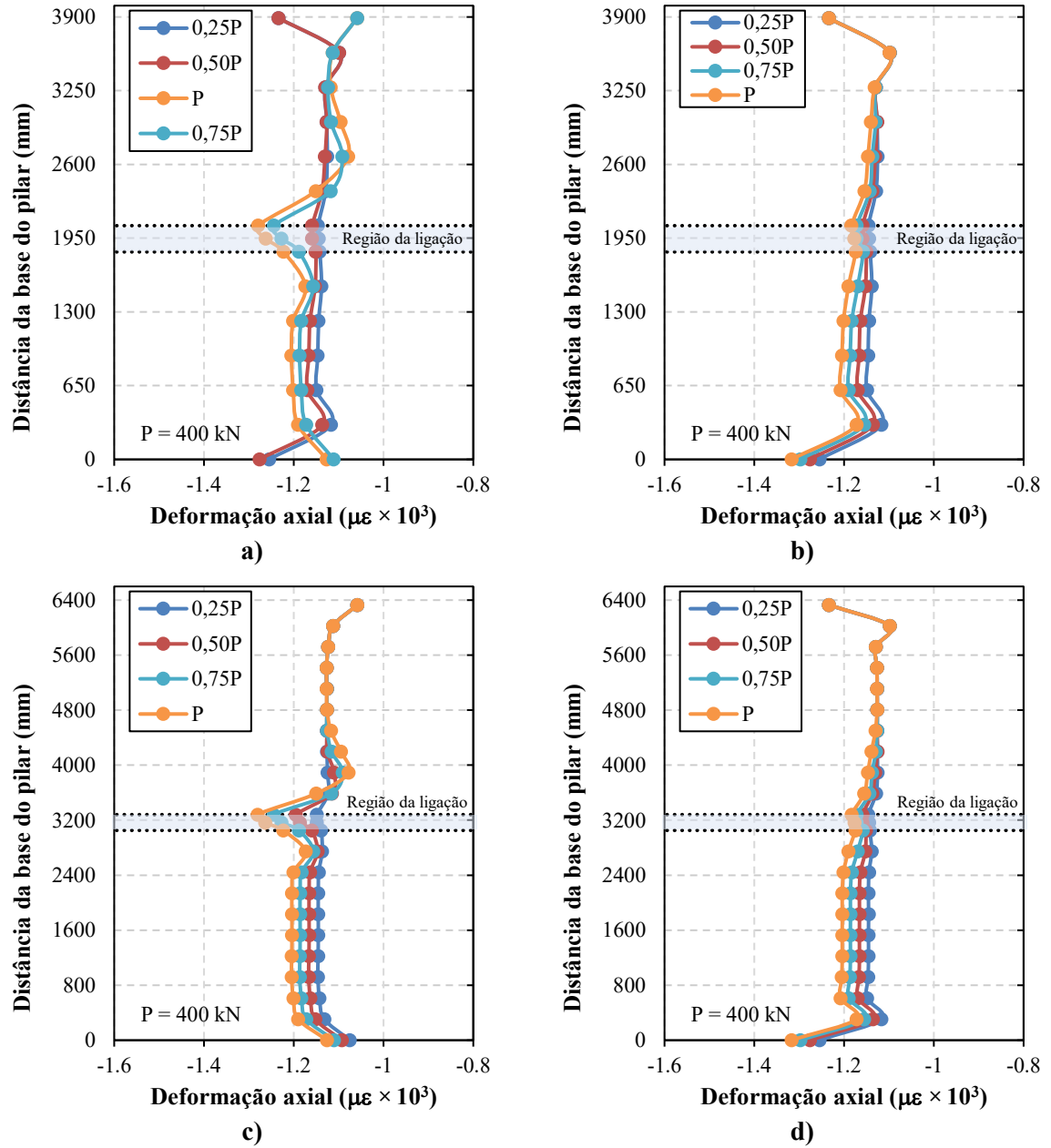
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 5: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade cR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



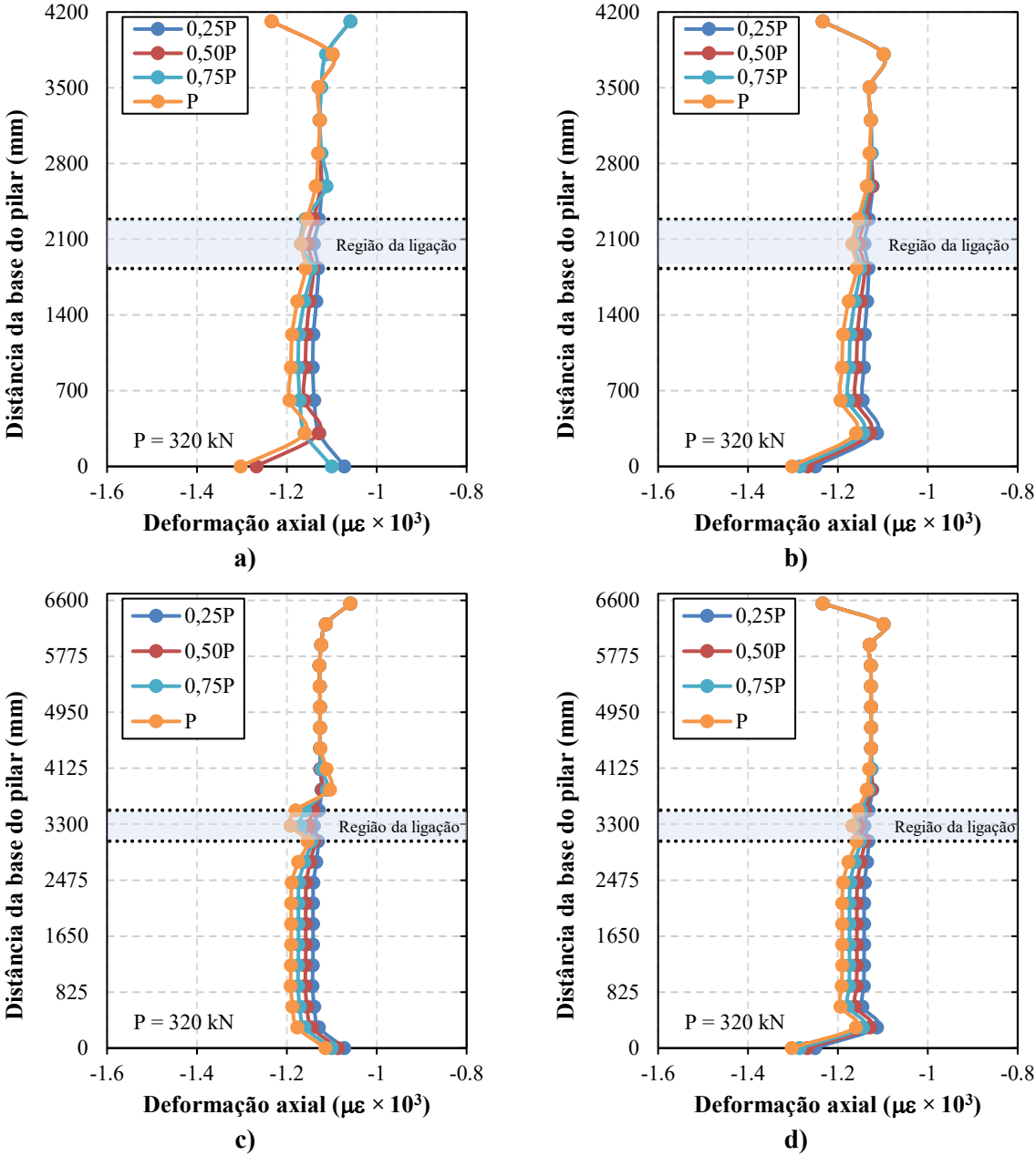
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 6: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade cR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



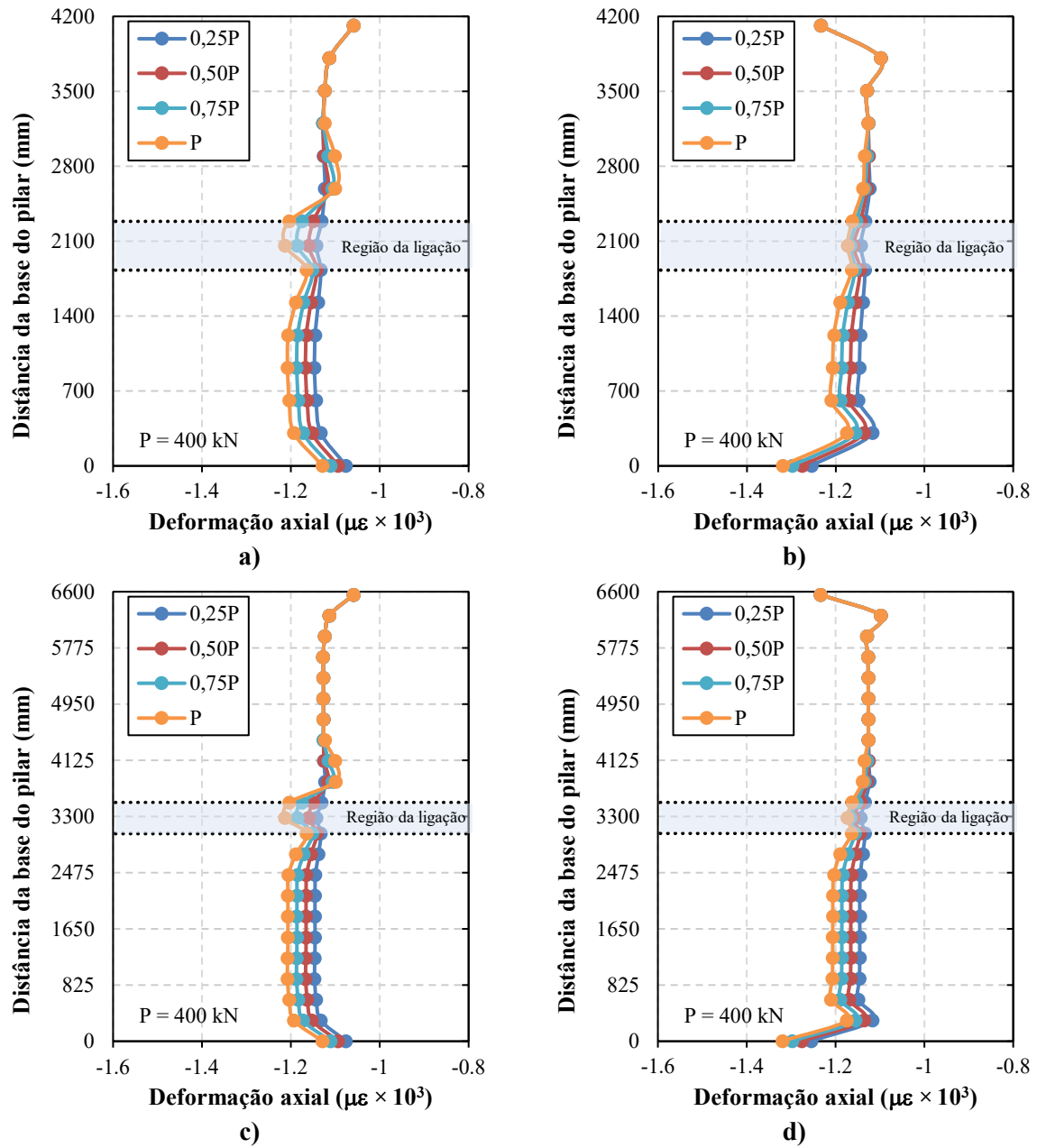
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 7: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade cR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



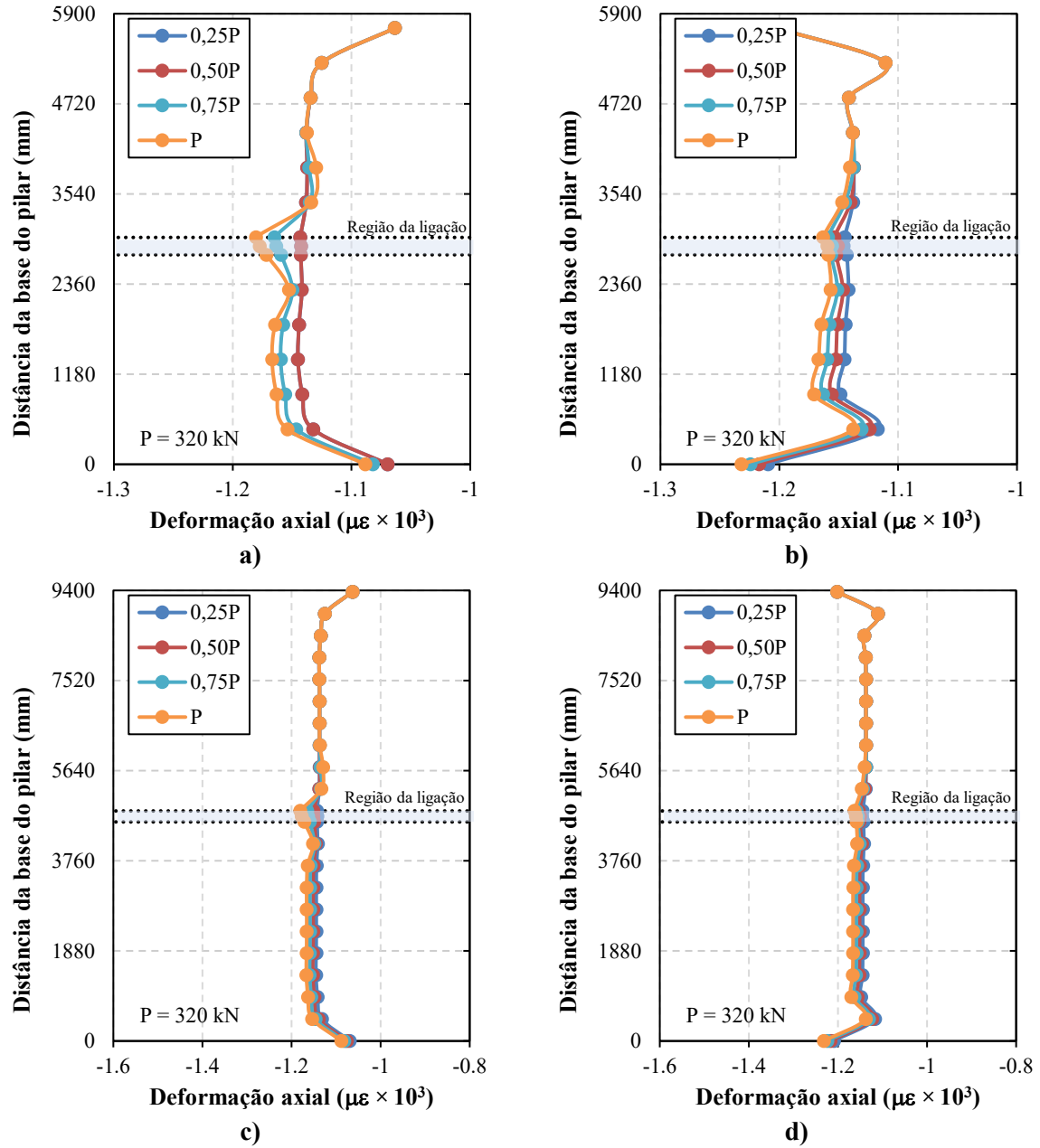
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 8: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade cR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



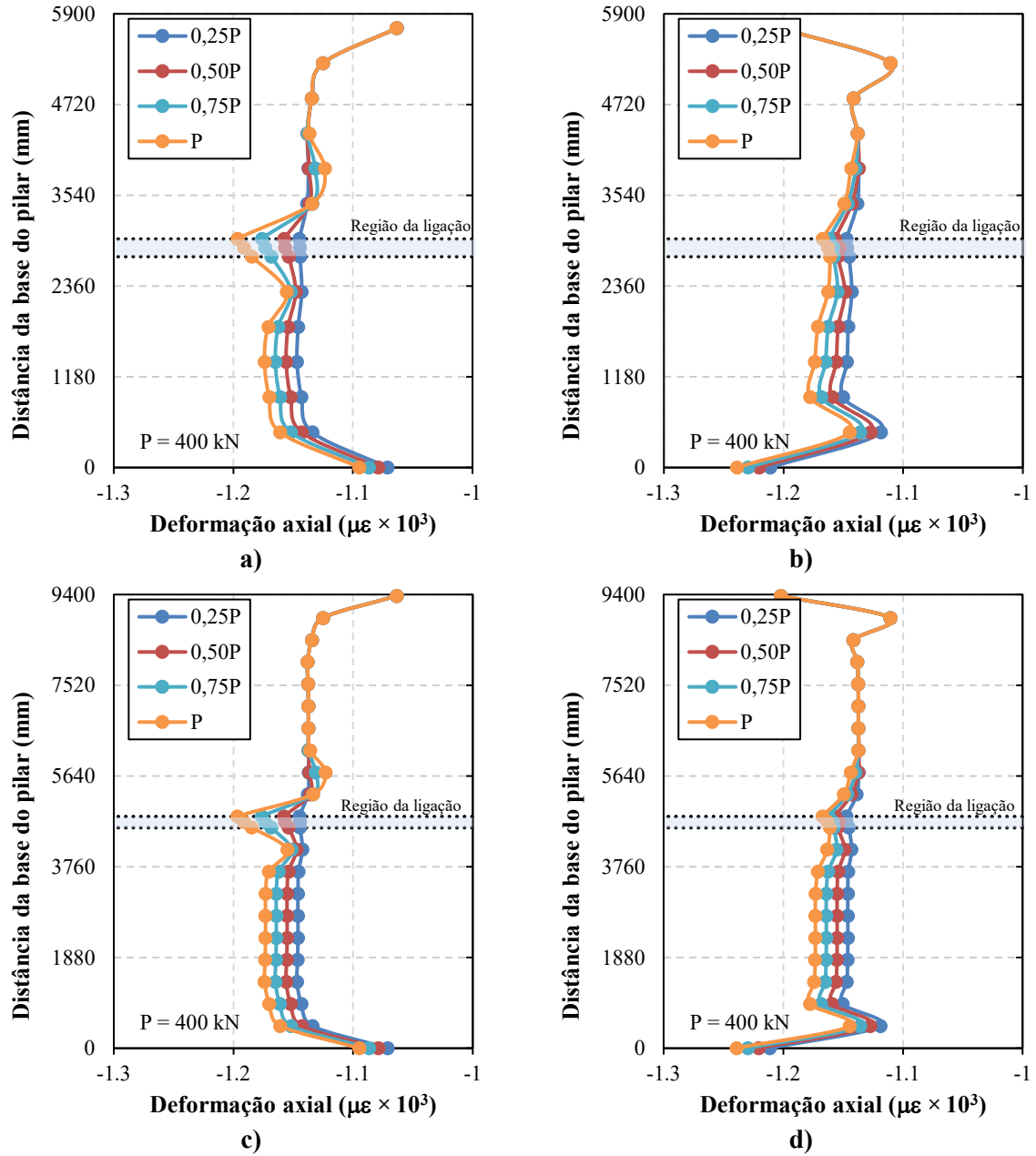
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 9: Distribuição da deformação axial (E_{33}) ao longo do pilar — D900, extremidade cR, chapa de 3 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



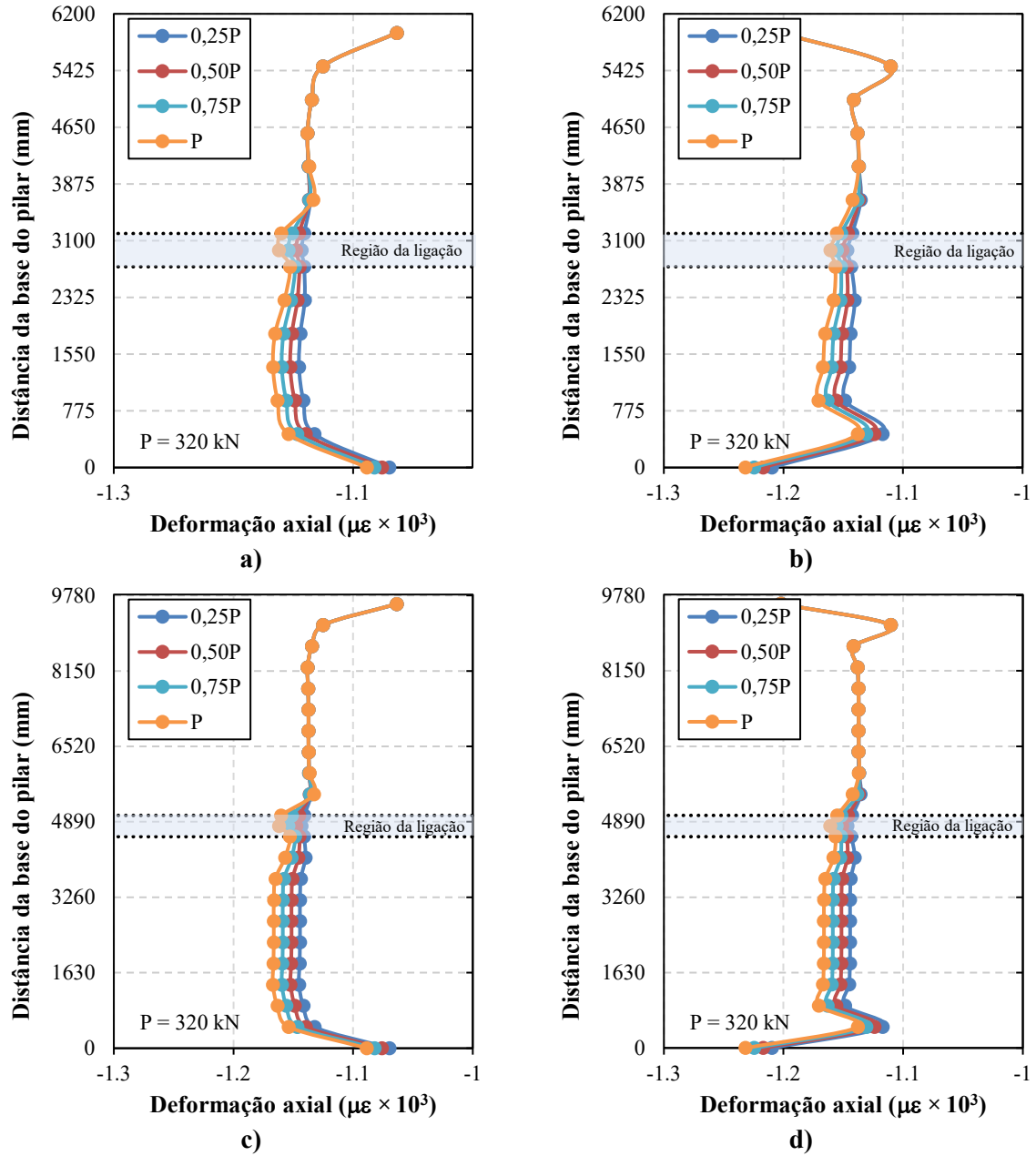
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 10: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade cR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



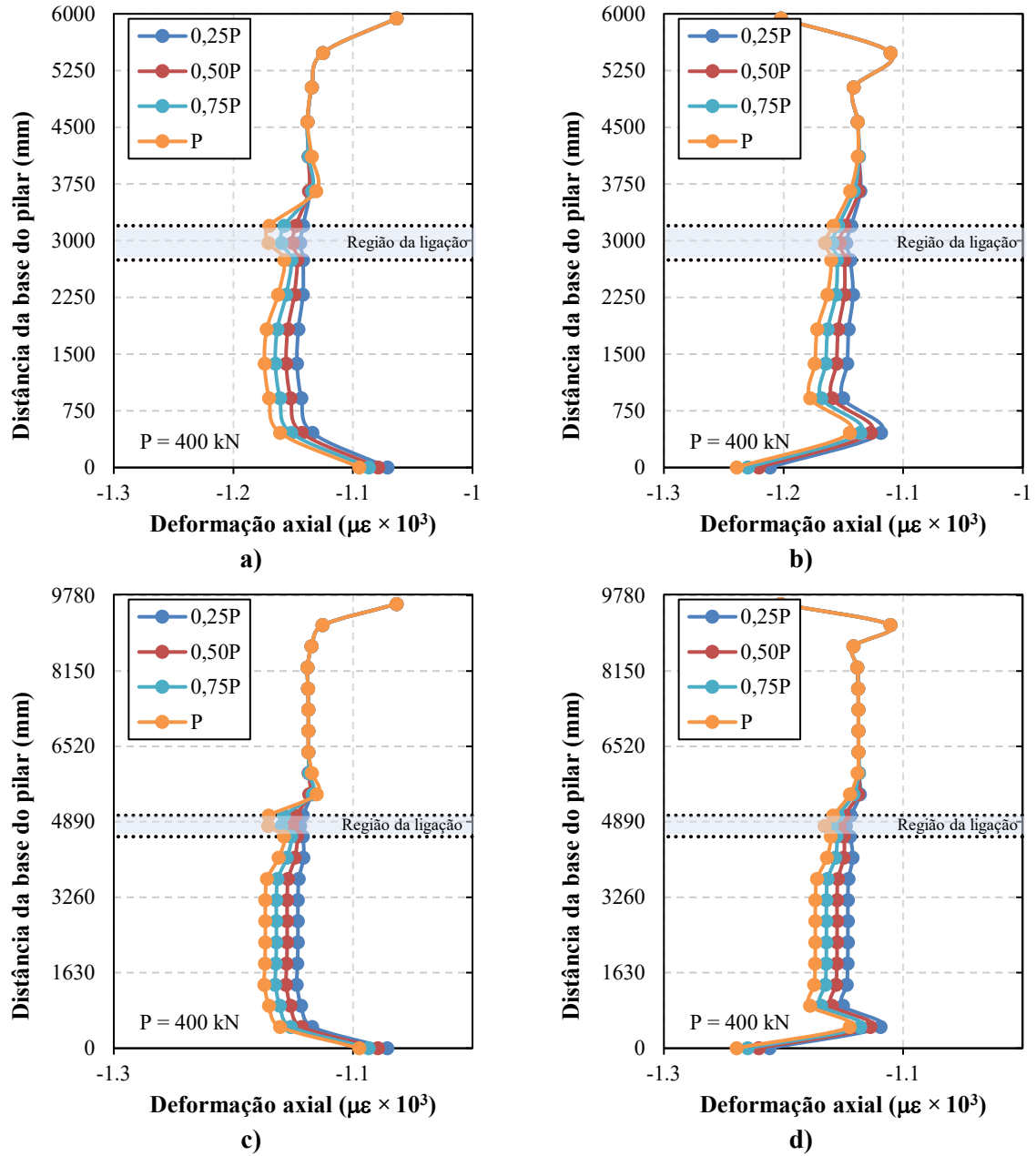
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 11: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade cR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



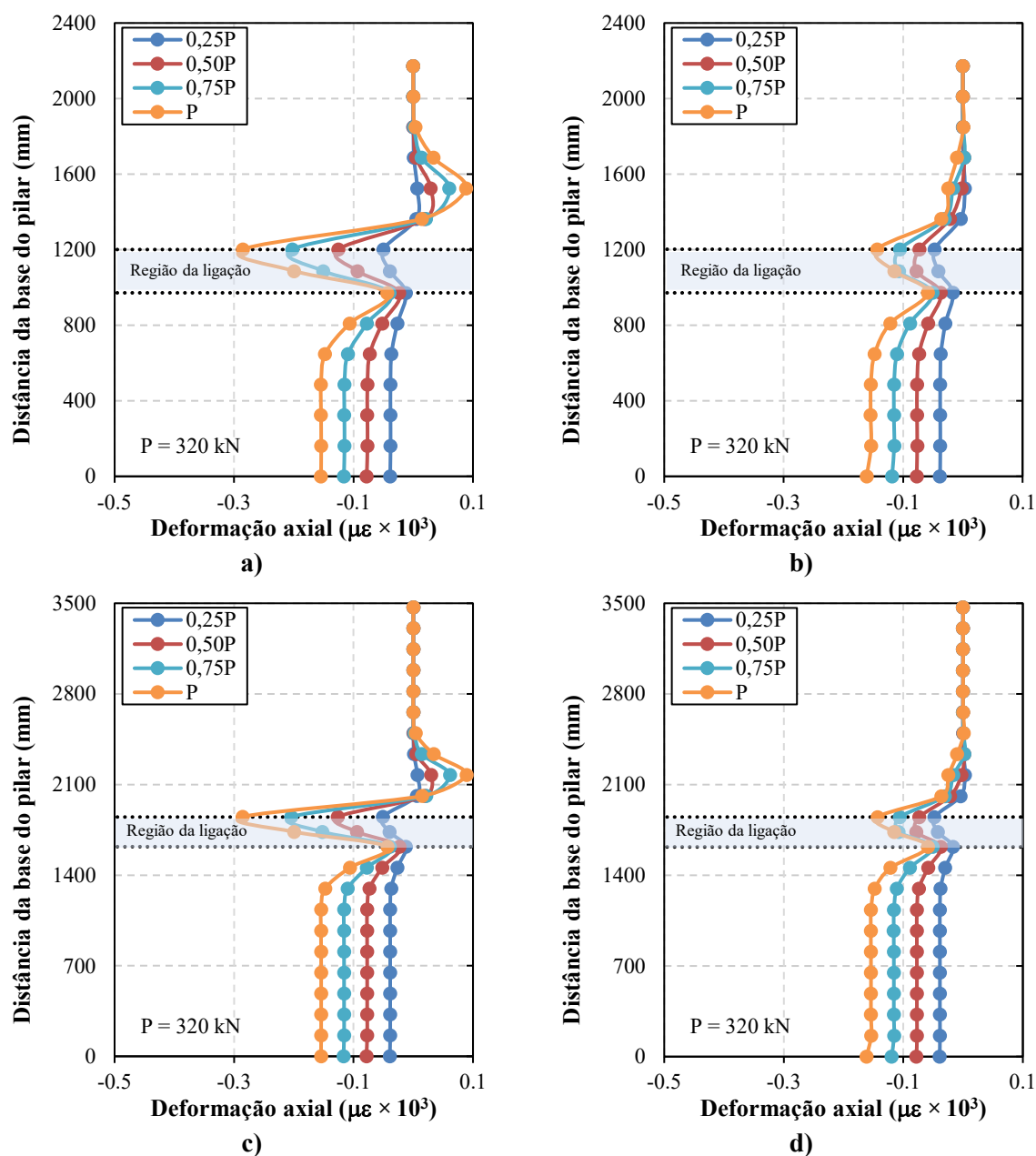
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 12: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade cR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



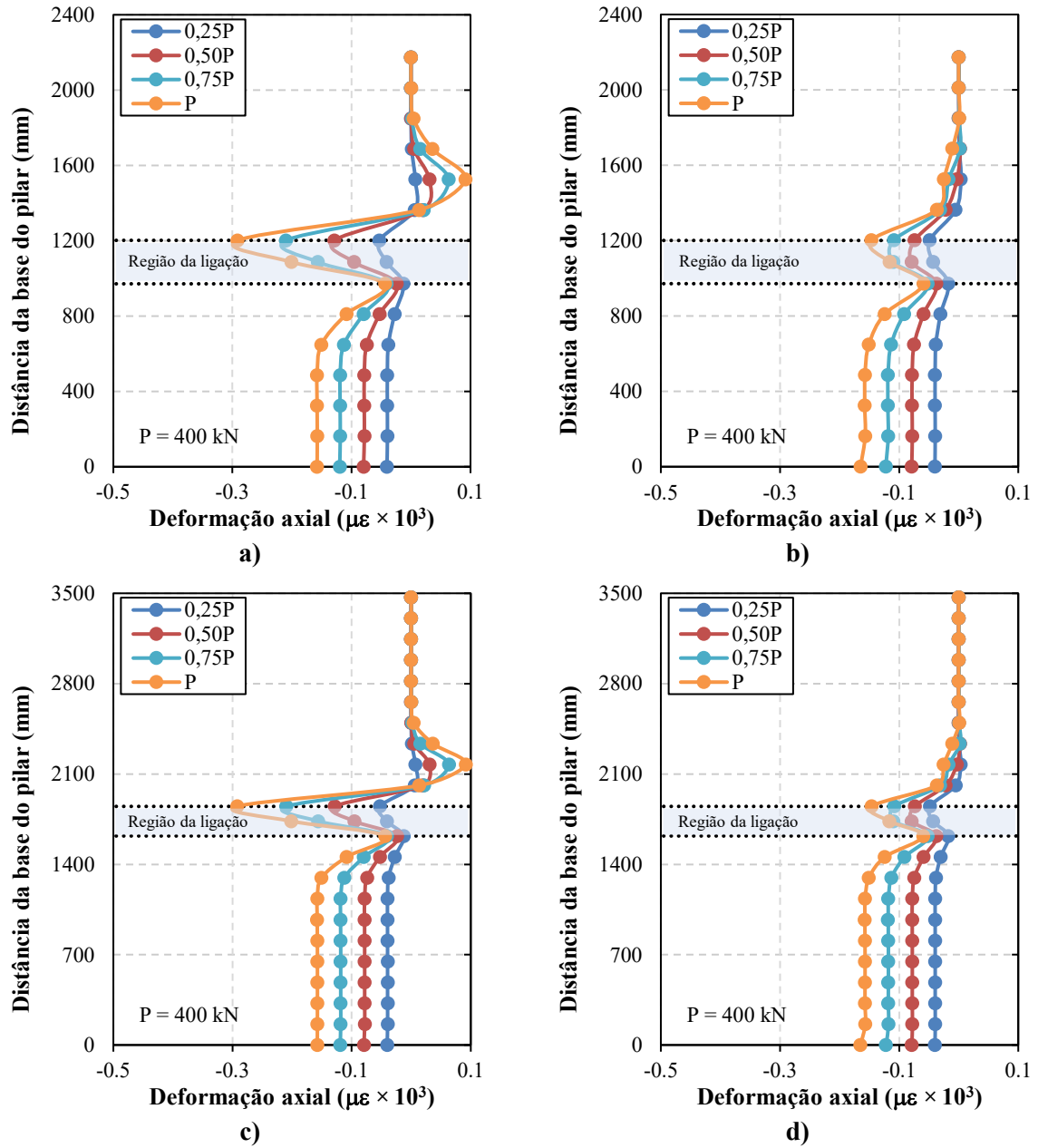
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 13: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade sR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



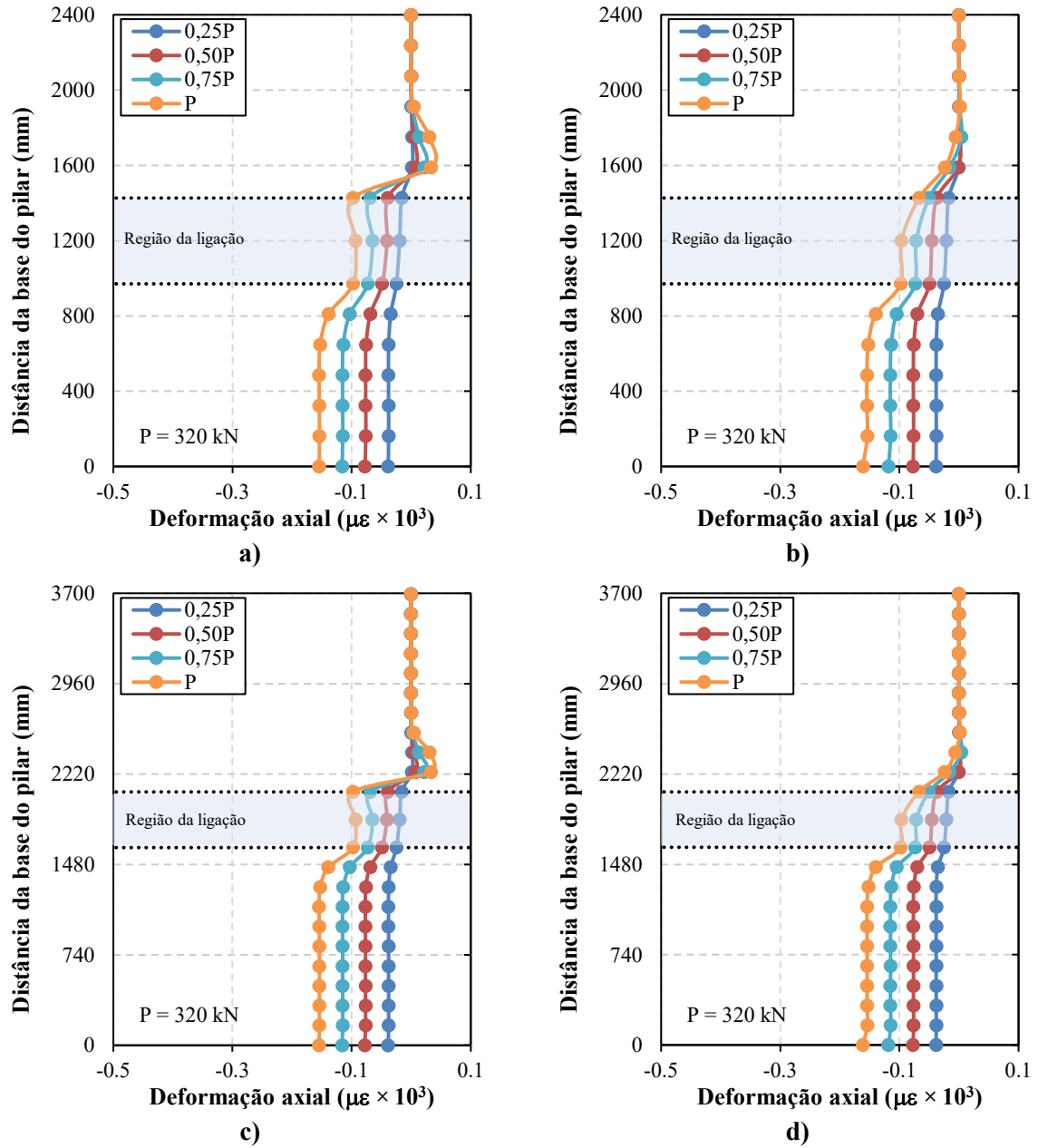
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 14: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade sR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



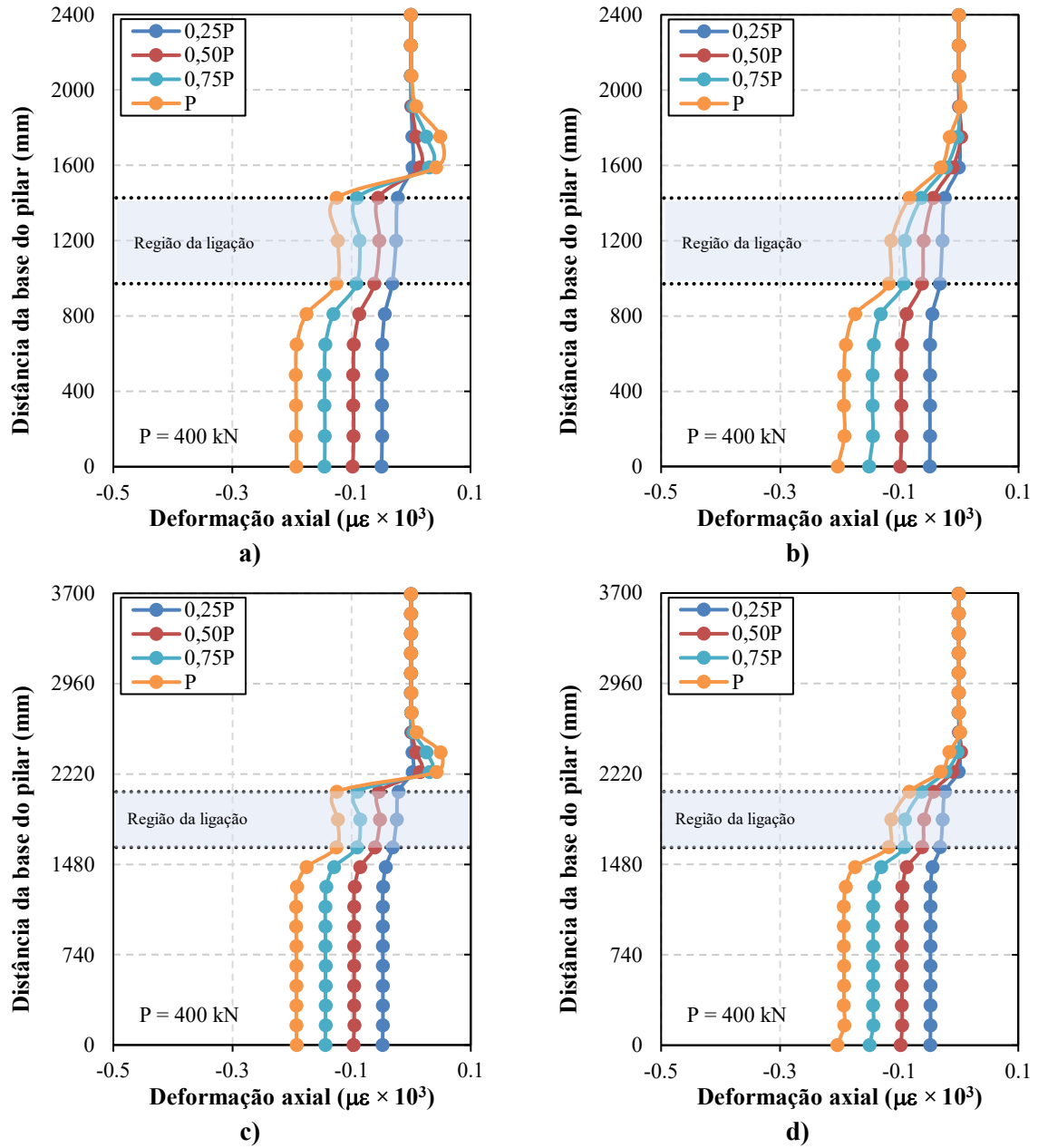
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 15: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade sR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



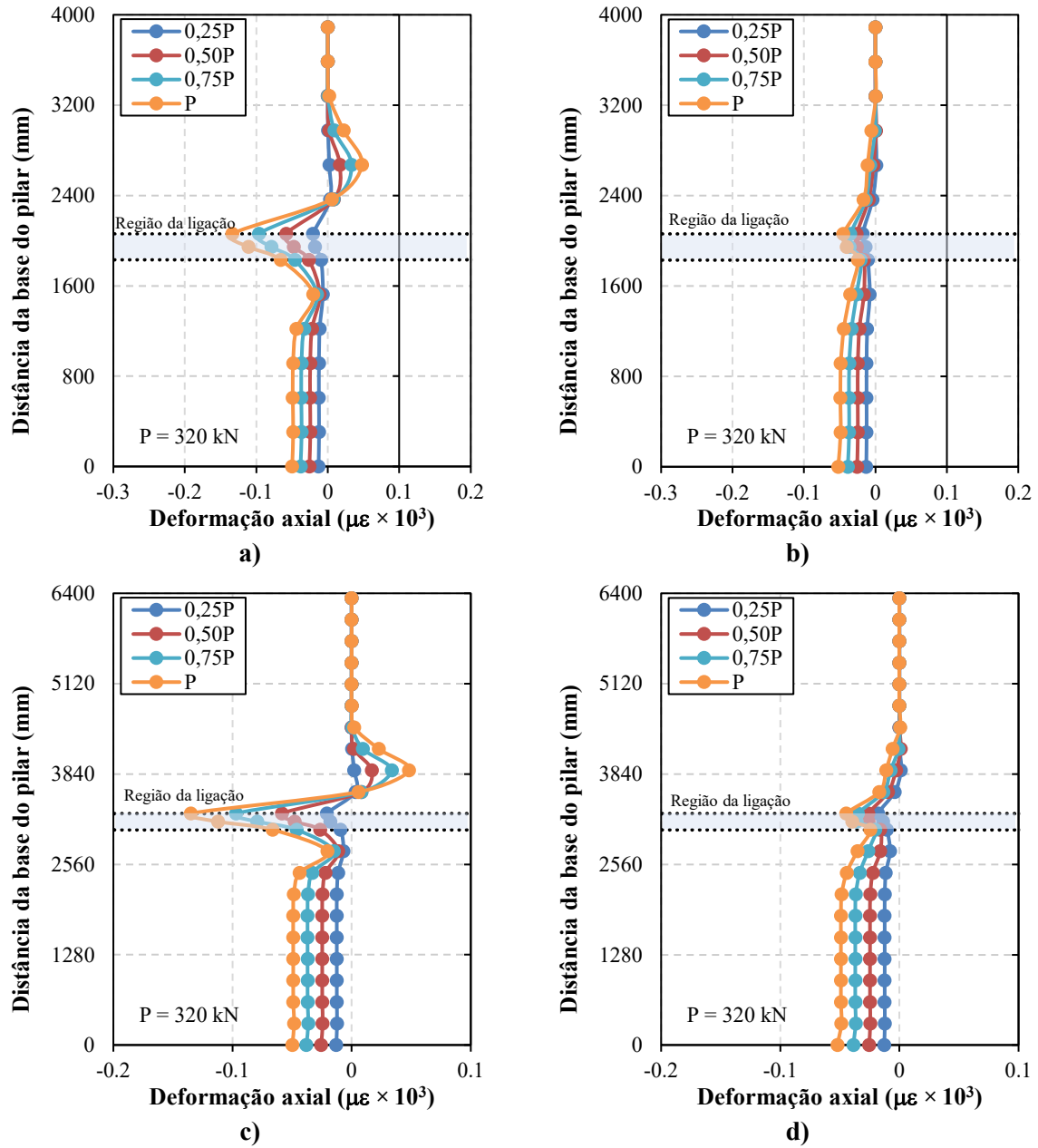
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 16: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D300, extremidade sR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



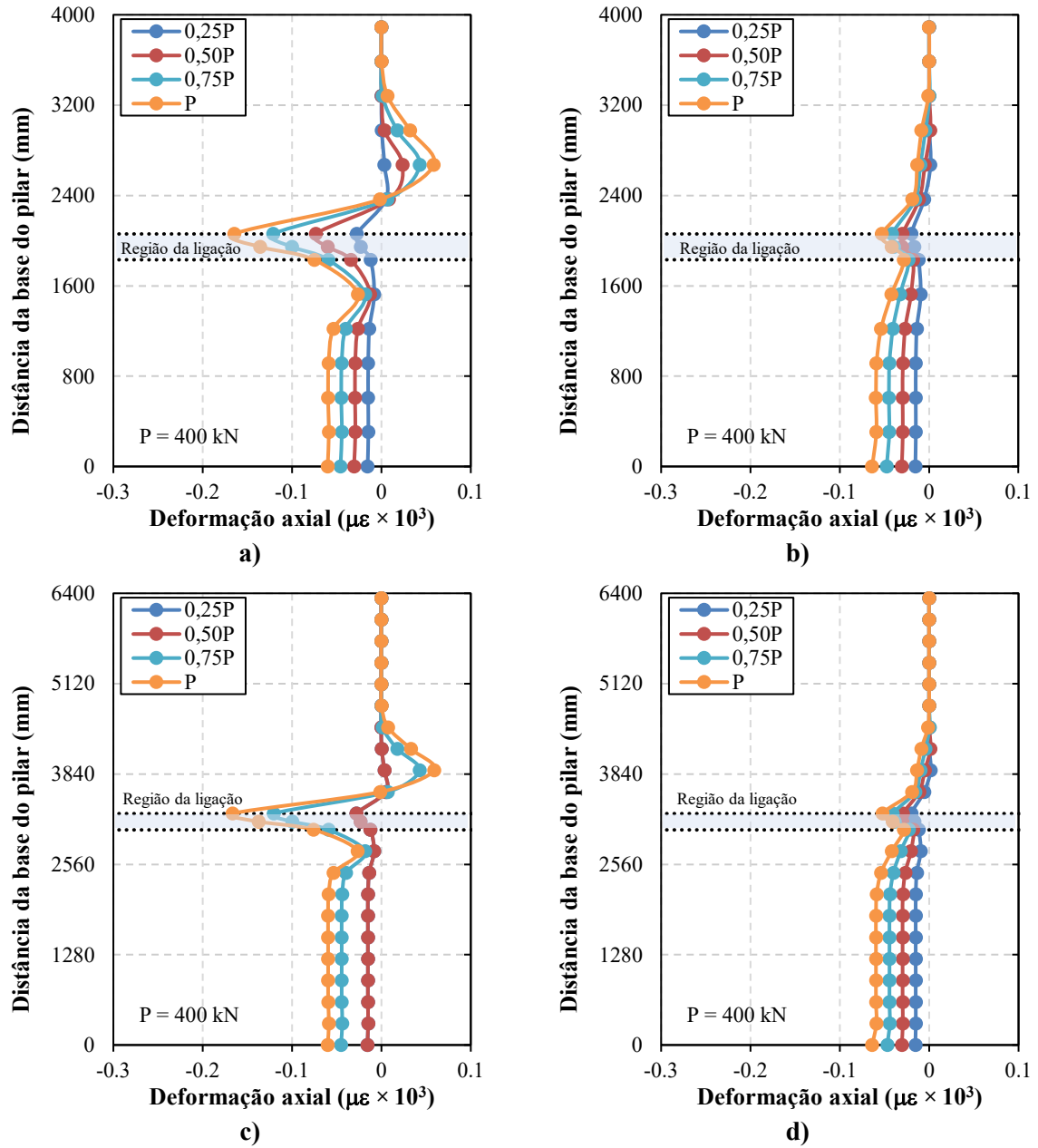
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 17: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade sR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



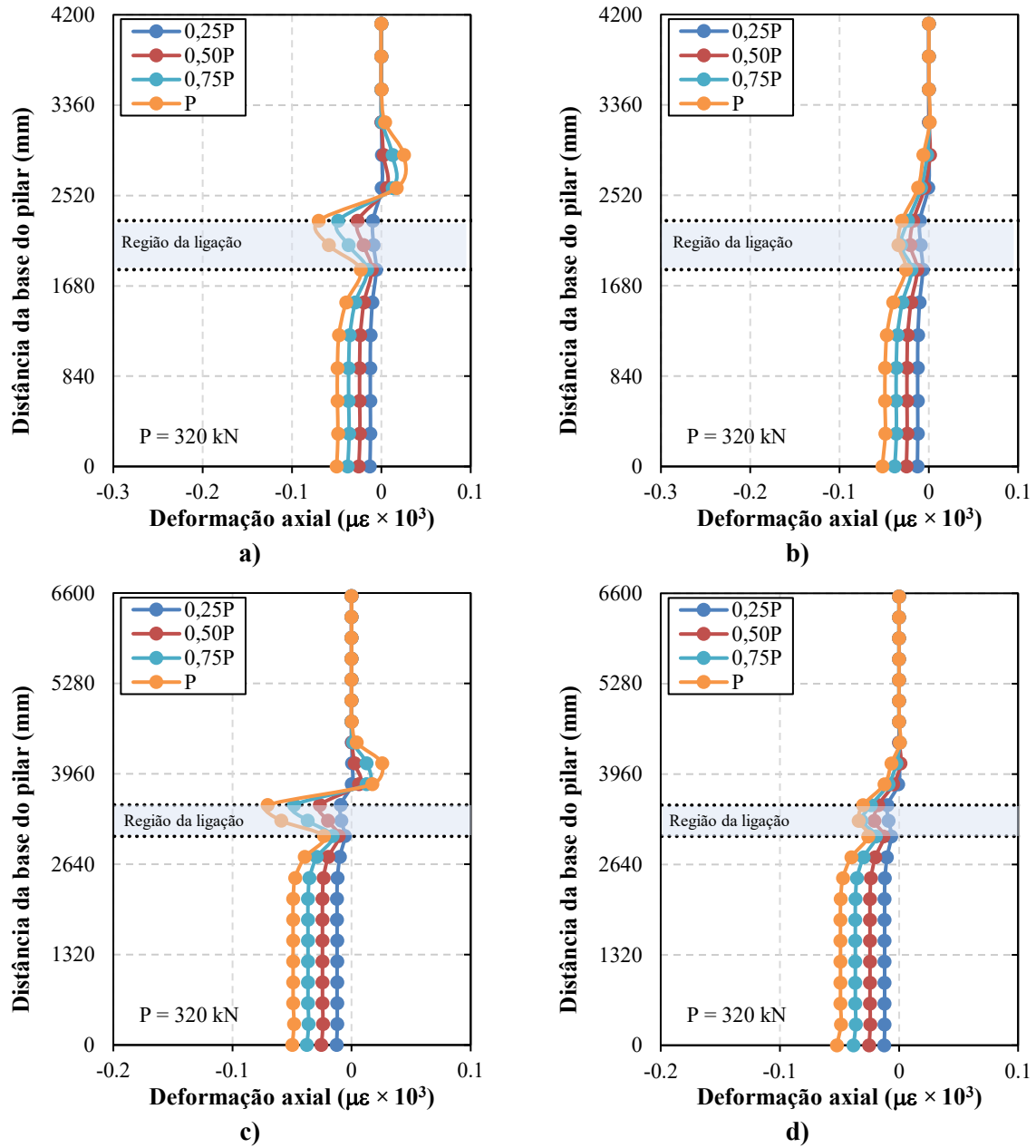
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 18: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade sR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



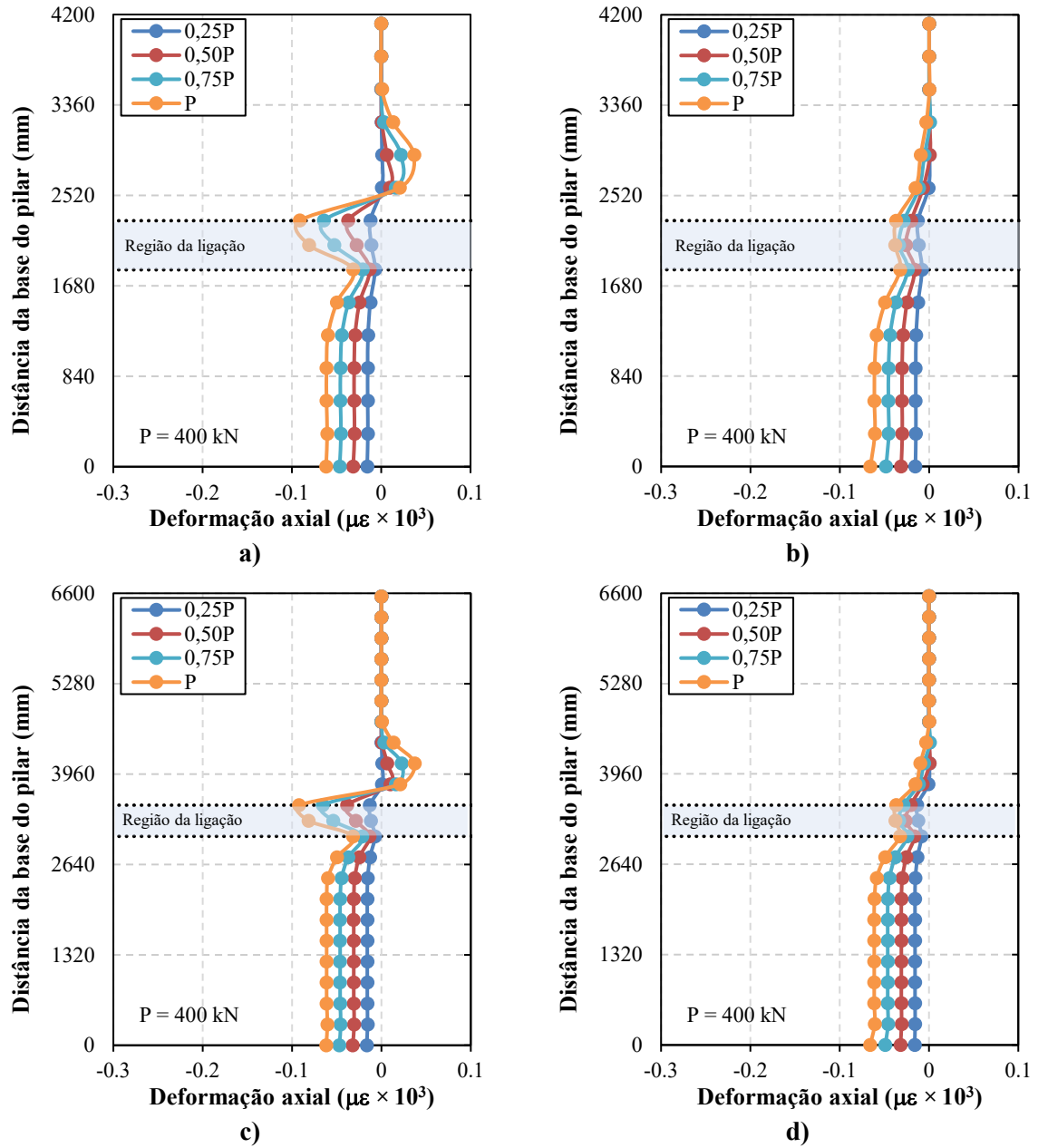
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 19: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade sR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



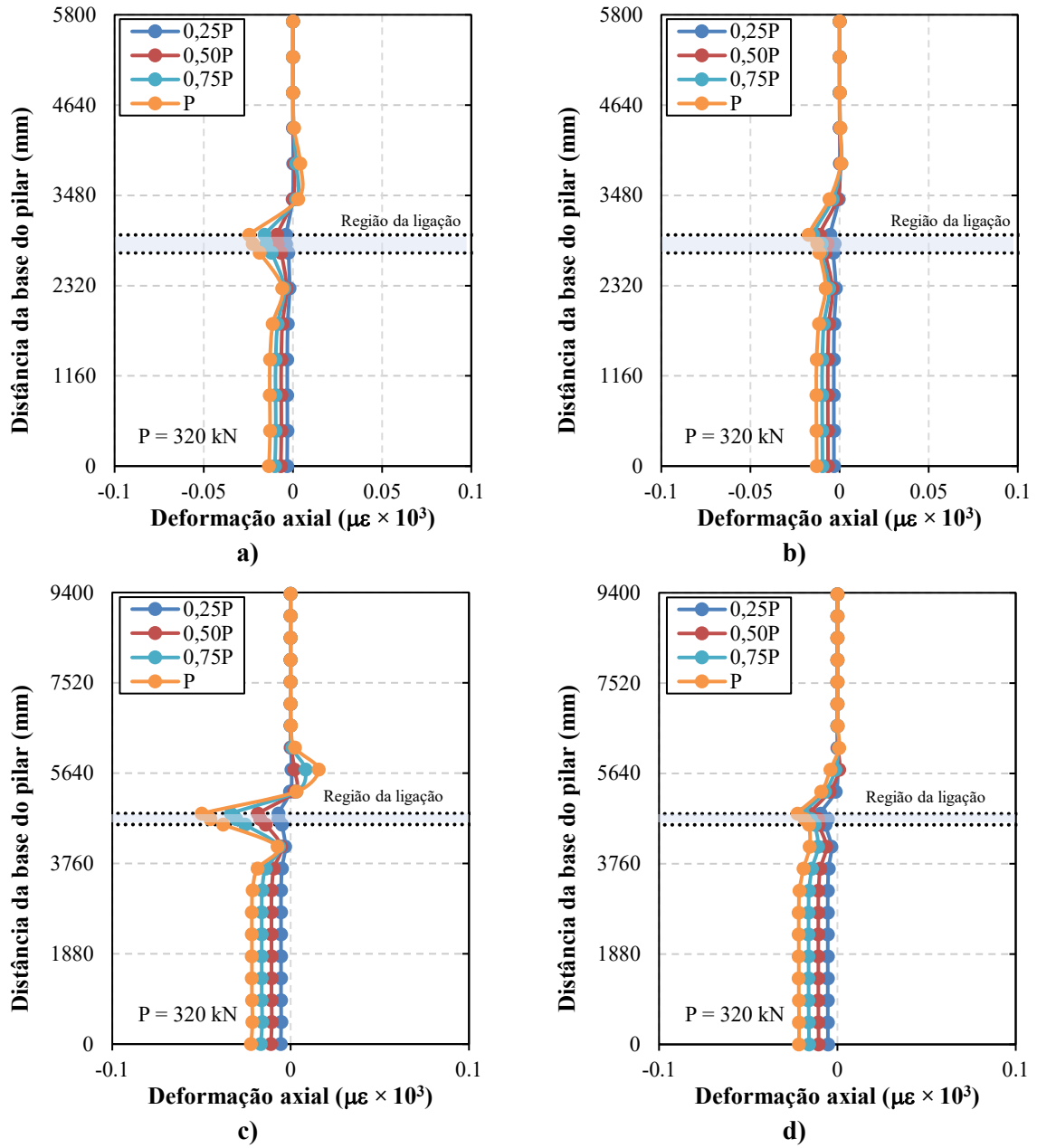
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 20: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D600, extremidade sR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



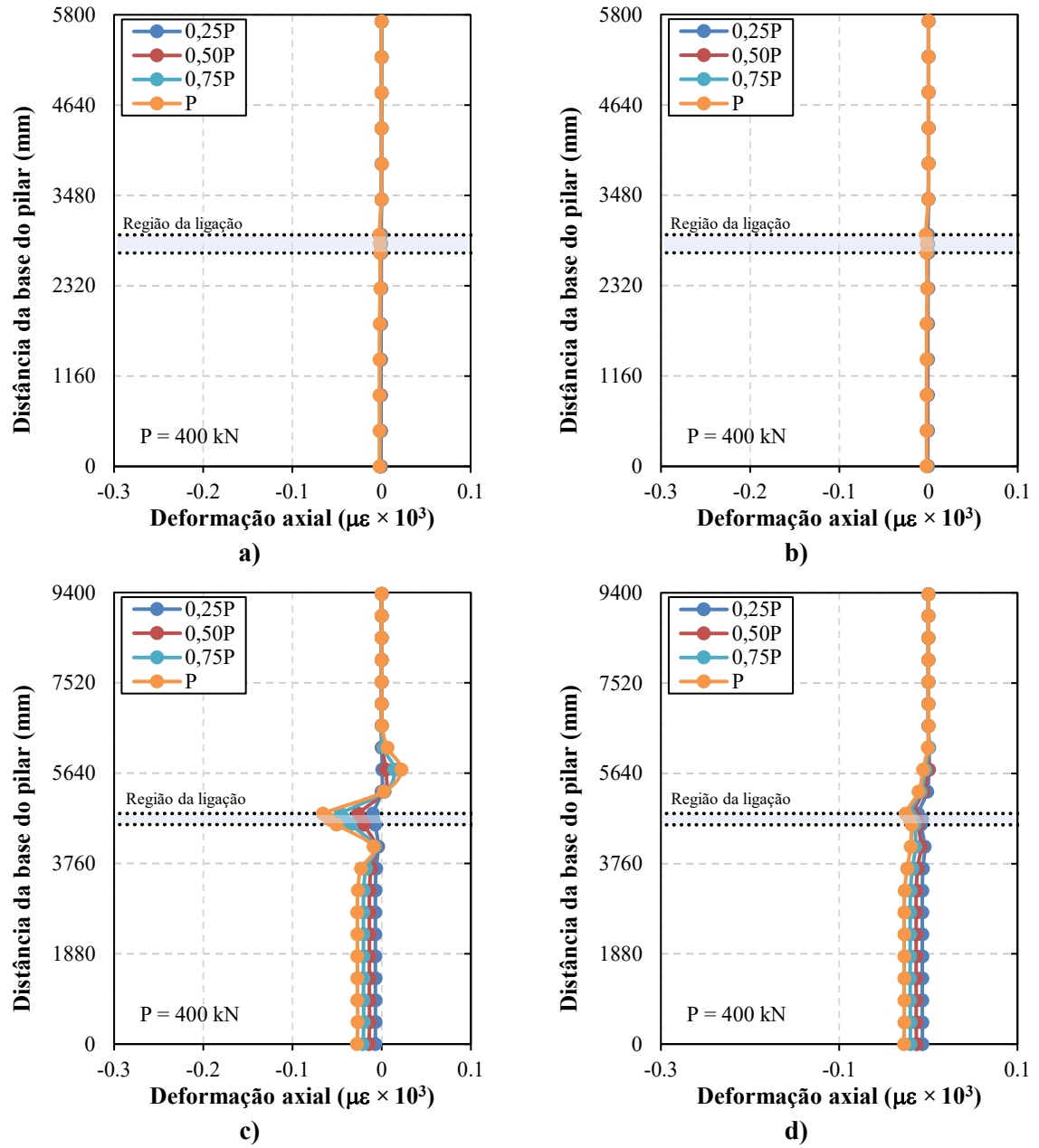
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 21: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade sR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



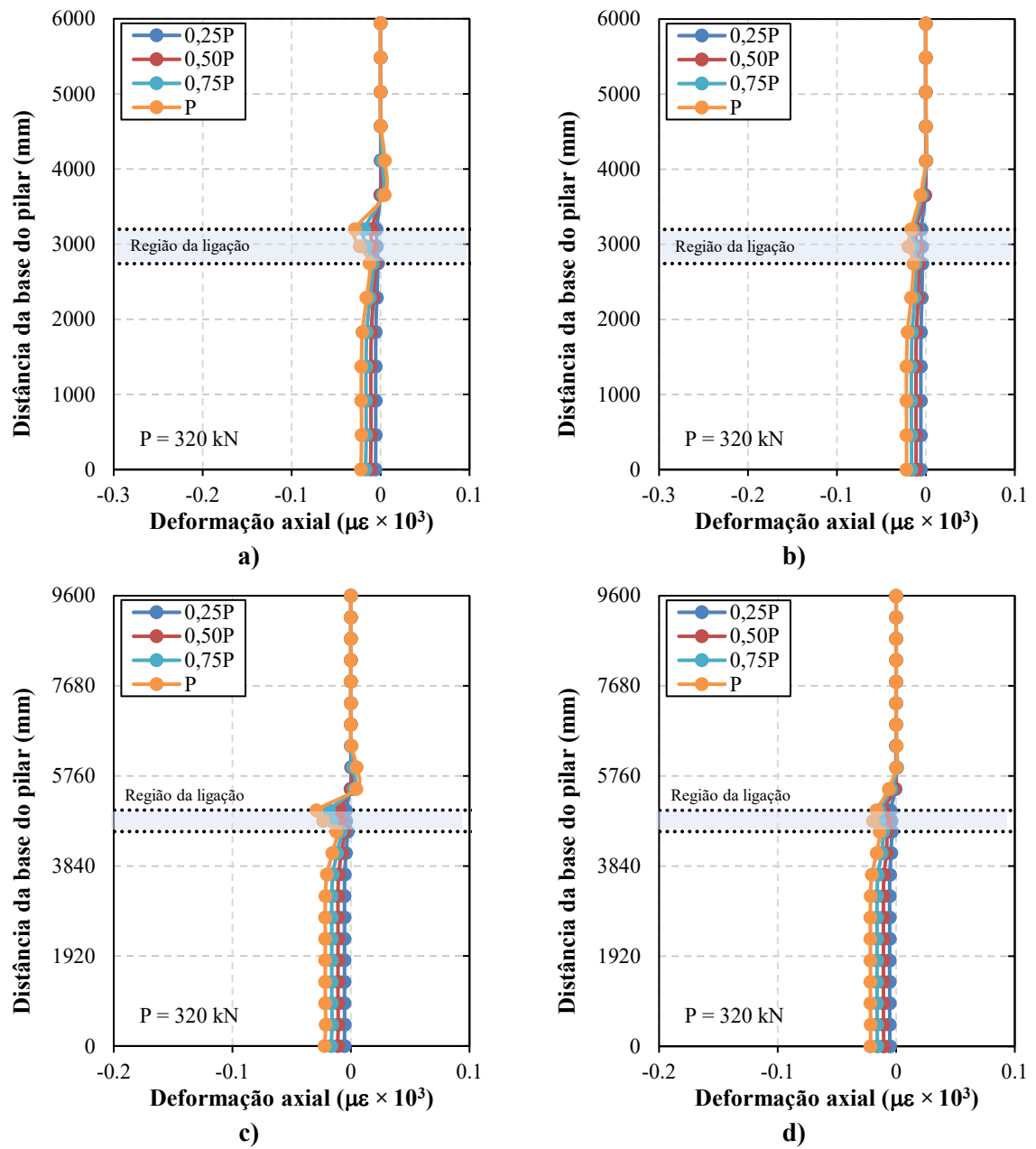
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 22: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade sR, chapa de 3 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



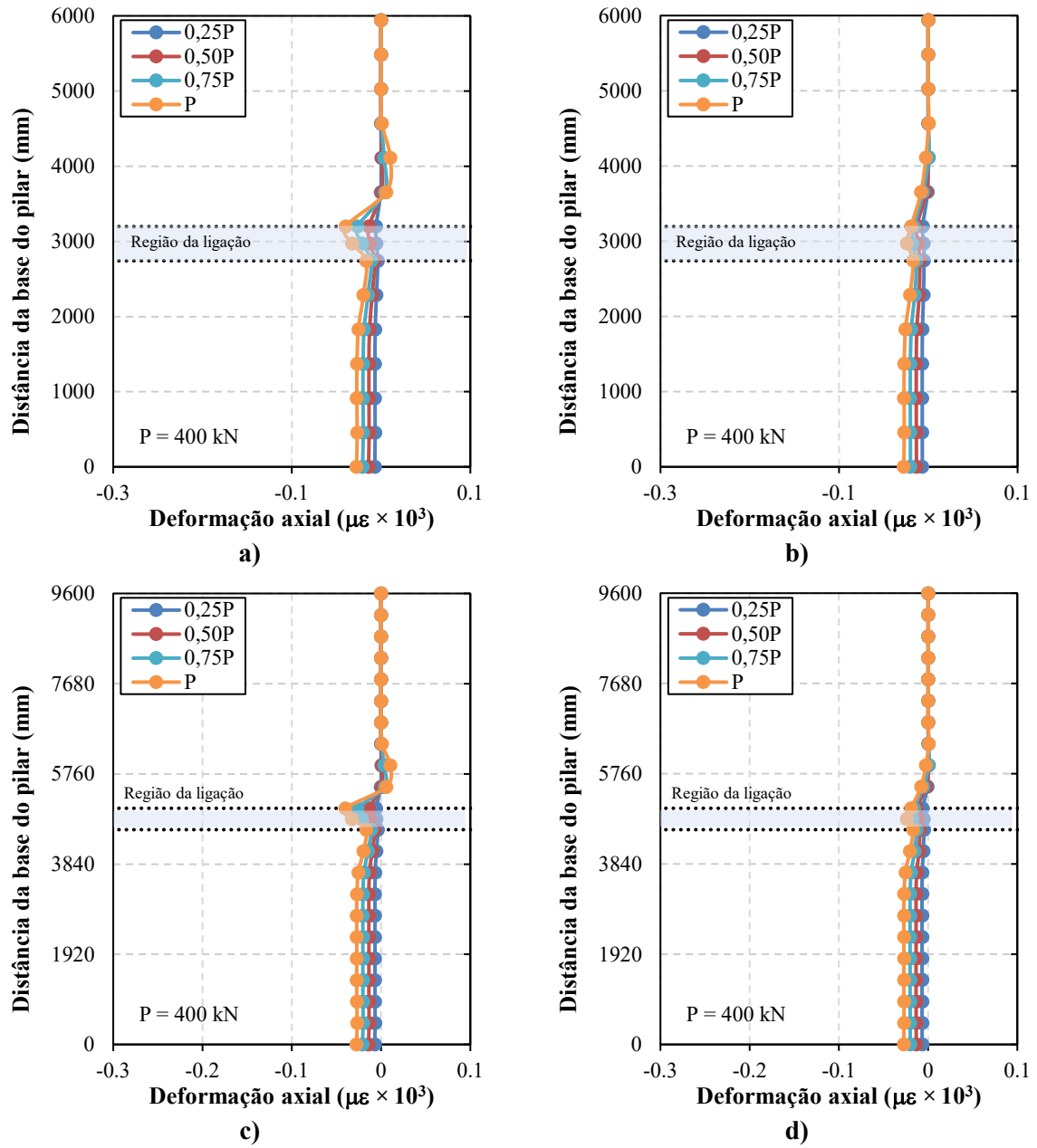
Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 23: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade sR, chapa de 6 furos, L/D = 3: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e L/D = 5: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).

Figura A. 24: Distribuição da deformação axial (E33) ao longo do pilar — D900, extremidade sR, chapa de 6 furos, $L/D = 3$: a) tubo de aço; b) núcleo de concreto e $L/D = 5$: c) tubo de aço; d) núcleo de concreto



Fonte: Elaborado pela Autora (2026).