



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL  
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



**JULIANO BRANJÃO ZONTA**

**CAPACIDADE RESISTENTE DE VIGAS MISTAS DE AÇO E  
CONCRETO COM ABERTURAS DE BASE ELÍPTICA  
SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR NEGATIVO**

Uberlândia, 2025

**JULIANO BRANJÃO ZONTA**

**CAPACIDADE RESISTENTE DE VIGAS MISTAS DE AÇO E  
CONCRETO COM ABERTURAS DE BASE ELÍPTICA  
SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR NEGATIVO**

Defesa apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Construção Civil, Estruturas e Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Felipe Piana Vendramell Ferreira

Coorientador: Prof. Dr. Alexandre Rossi

Uberlândia, 2025

Ficha Catalográfica Online do Sistema de Bibliotecas da UFU  
com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).

Z87 Zonta, Juliano Branjão, 1996-  
2025 Capacidade Resistente de Vigas Mistas de Aço e Concreto com  
Aberturas de Base Elíptica Submetidas a Momento Fletor Negativo  
[recurso eletrônico] / Juliano Branjão Zonta. - 2025.

Orientador: Felipe Piana Vendramell Ferreira.  
Coorientador: Alexandre Rossi.  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,  
Pós-graduação em Engenharia Civil.  
Modo de acesso: Internet.  
DOI <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2025.427>  
Inclui bibliografia.

1. Engenharia civil. I. Ferreira, Felipe Piana Vendramell, 1991-,  
(Orient.). II. Rossi, Alexandre, 1994-, (Coorient.). III. Universidade  
Federal de Uberlândia. Pós-graduação em Engenharia Civil. IV.  
Título.

CDU: 624

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de acordo com o AACR2:

Gizele Cristine Nunes do Couto - CRB6/2091

Nelson Marcos Ferreira - CRB6/3074



## UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Av. João Naves de Ávila, 2121, Bloco 1Y - Bairro Santa Monica, Uberlândia-MG, CEP  
38400-902  
Telefone: 34 3239-4137 - www.feciv.ufu.br/ppgec - posgradcivil@ufu.br



### ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil			
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 320, PPGEC			
Data:	16 de julho de 2025	Hora de início:	14:00	Hora de encerramento: 16:10
Matrícula do Discente:	12322ECV005			
Nome do Discente:	Juliano Branjão Zonta			
Título do Trabalho:	Capacidade Resistente de Vigas Mistas de Aço e Concreto com Aberturas de Base Elíptica Submetidas a Momento Fletor Negativo			
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia			
Linha de pesquisa:	Estruturas			
Projeto de Pesquisa de vinculação:				

Reuniu-se, em sessão pública por webconferência, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Silvana De Nardin - UFSCar, Renato Silva Nicoletti - USP e Felipe Piana Vendramell Ferreira, orientador do candidato.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Felipe Piana Vendramell Ferreira, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público, e concedeu ao discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(as) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

#### Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Felipe Piana Vendramell Ferreira, Usuário Externo**, em 16/07/2025, às 16:13, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Renato Silva Nicoletti, Usuário Externo**, em 17/07/2025, às 09:26, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Silvana de Nardin, Usuário Externo**, em 18/07/2025, às 13:37, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site  
[https://www.sei.ufu.br/sei/controlador\\_externo.php?  
acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **6513697** e o código CRC **3F7A2D30**.

---

**Referência:** Processo nº 23117.048583/2025-12

SEI nº 6513697

---

# RESUMO

O uso de vigas de aço com aberturas sequenciais na alma oferece vantagens como redução de peso, maior compatibilidade com instalações e construção de vãos maiores. A combinação dessas vigas com lajes de concreto por conectores de cisalhamento resulta em elementos mistos com maior capacidade resistente e melhor desempenho contra vibrações e deslocamentos. Entretanto, sob momentos negativos, esses sistemas estão sujeitos a um modo de instabilidade conhecido como flambagem lateral com distorção (FLD). Este trabalho avalia o comportamento estrutural de vigas mistas de aço-concreto com aberturas sequenciais de base elíptica na alma sob momento fletor negativo. Para isso, foi desenvolvido um modelo numérico em elementos finitos no programa Abaqus, validado com base nos ensaios experimentais de Salah (2009) e Tong *et al.* (2014). Conduziu-se um estudo paramétrico com 360 modelos, variando os principais parâmetros das aberturas, o vão livre entre apoios, as dimensões do perfil I de aço e a distribuição do momento negativo. Além disso, avaliou-se a acurácia preditiva das normas ABNT NBR 8800:2024 e prEN 1994-1-1:2024 na estimativa do momento último resistente à FLD, mesmo que tais documentos não tenham sido elaborados para vigas com aberturas de base elíptica. Foram consideradas diferentes abordagens para a determinação do momento crítico elástico ( $M_{cr}$ ). Os resultados mostraram que a distribuição do momento negativo afeta significativamente a capacidade resistente, sendo o caso de momento uniforme o mais crítico. Vãos livres maiores aumentaram a suscetibilidade à FLD, enquanto perfis com mesas e alma mais espessas apresentaram maior capacidade resistente à instabilidade lateral, embora sujeitos à plastificação e instabilidade localizada no montante de alma. A utilização de valores de  $M_{cr}$  obtidos por meio de análise linear demonstraram melhorar acurácia na previsão do momento último resistente, especialmente quando associada ao uso do fator de redução específico, conforme previsto no EN 1993-1-1:2022. Embora tenham sido identificados alguns resultados não conservadores, essa abordagem apresentou desempenho superior em relação aos demais métodos avaliados. Na comparação entre os procedimentos normativos, a ABNT NBR 8800:2024 mostrou maior concordância com as previsões numéricas em comparação com a prEN 1994-1-1:2024, quando utilizada a formulação para o caso geral.

**Palavras-chave:** Vigas mistas de aço e concreto; Aberturas de base elíptica; Momento fletor negativo; Instabilidade lateral com distorção; Momento fletor variável.

---

# ABSTRACT

The use of steel beams with sequential web openings offers advantages such as weight reduction, greater compatibility with building services, and the ability to span longer distances. When combined with concrete slabs through shear connectors, these beams form composite elements with enhanced load-bearing capacity and improved performance against vibrations and deflections. However, under negative bending moments, such systems may be susceptible to a stability failure mode known as lateral-distortional buckling (LDB). This study investigates the structural behavior of steel-concrete composite beams with sequential elliptical web openings under negative bending. A finite element model was developed in Abaqus and validated against experimental results from Salah (2009) and Tong *et al.* (2014). A parametric study was conducted with 360 models, considering variations in elliptical opening geometry, unbraced length, steel I-section dimensions, and moment distribution. Additionally, the predictive accuracy of current design codes, namely ABNT NBR 8800:2024 and prEN 1994-1-1:2024, was evaluated for estimating the ultimate moment under LDB, even though these standards were not originally developed for beams with elliptical openings. Different approaches were adopted to determine the elastic critical moment ( $M_{cr}$ ). The results indicated that the moment distribution significantly influences the ultimate capacity, with the uniform moment scenario being the most critical. Longer unbraced lengths increased susceptibility to LDB, while thicker flanges and webs improved lateral stability, despite localized plastification and web-post buckling. The use of  $M_{cr}$  values from linear buckling analysis improved the accuracy of ultimate moment predictions, especially when combined with the specific reduction factor from EN 1993-1-1:2022. Although some non-conservative results were observed, this approach outperformed other methods. Among the design codes, ABNT NBR 8800:2024 showed better agreement with numerical predictions than prEN 1994-1-1:2024 when using the general-case formulation.

**Keywords:** Steel-concrete composite beams; Elliptically-based web openings; Hogging moment; Lateral distortional buckling; Variable hogging moment.

*Dedico este trabalho aos meus avós Iracy Branjão e Maria Neuza Rodrigues Branjão; aos meus pais, Karine Branjão e Paulo Henrique Zonta; ao meu irmão Carlos Henrique Branjão Zonta; ao meu padrasto Hugo Éder Medina; e, em especial minha esposa Jeniffer Santana Pinto Coelho Evangelista, que esteve ao meu lado em cada etapa deste caminho.*

---

# AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, por me conceder saúde, sabedoria e forças para superar cada desafio ao longo desta jornada.

Aos meus avós Iracy Branjão e Maria Neuza Rodrigues Branjão, por todo o carinho, exemplo de vida e apoio em minha trajetória.

Aos meus pais, Karine Branjão e Paulo Henrique Zonta, por todo amor, incentivo e dedicação incondicional, pilares fundamentais em minha formação pessoal e profissional.

Ao meu irmão, Carlos Henrique Branjão Zonta, pela parceria, amizade e pelos momentos de incentivo.

Ao meu padrasto Hugo Éder Medina, por todo o apoio, carinho e incentivo ao longo desta caminhada.

À minha esposa, Jeniffer Santana Pinto Coelho Evangelista, por estar ao meu lado em todos os momentos, com paciência, compreensão e apoio inabaláveis, sendo parte essencial nesta conquista.

Ao meu orientador, Professor Felipe Piana Vendramell Ferreira, por todos os ensinamentos e pela paciência em todos os momentos. Agradeço, especialmente, pela amizade construída ao longo do percurso, pelos conselhos e pela dedicação, que foram fundamentais para a concretização deste trabalho.

Ao meu coorientador, Professor Alexandre Rossi, pelos valiosos ensinamentos, pela disponibilidade e pela atenção dedicada durante toda a pesquisa. Agradeço, especialmente, pelo apoio constante, pelas contribuições técnicas e pela parceria ao longo desta jornada.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, pela oportunidade de aprendizado e crescimento científico, e a todos os professores e colegas que contribuíram para minha formação.

Agradeço, também, à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), que financiou este estudo por meio do apoio financeiro concedido.

---

# LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Tipos de aberturas em perfis alveolares de aço .....	17
Figura 1.2 - Instabilidade lateral com distorção em vigas mistas.....	18
Figura 2.1 - Processo de fabricação dos perfis com aberturas de base elíptica .....	24
Figura 2.2 - Instabilidade lateral com torção (FLT) .....	25
Figura 2.3 - Distorção da alma .....	26
Figura 2.4 - Instabilidade lateral com distorção .....	27
Figura 2.5 - Mecanismo de Vierendeel.....	28
Figura 2.6 - Instabilidade de montante de alma por compressão (FMAC) .....	29
Figura 2.7 - Propriedades de uma viga alveolar com abertura de base elíptica .....	30
Figura 2.8 - Vigas ensaiadas por Konstantinos Daniel Tsavdaridis e Cedric D'Mello .....	31
Figura 2.9 - Vigas mistas com abertura circular ensaiadas por Salah (2009).....	36
Figura 2.10 - Vigas mistas na condição CBS ensaiadas por Geng <i>et al.</i> (2023) .....	38
Figura 3.1 - Modelos utilizados pelas normas: (a) Vigas parcialmente restritas e (b) Mecanismo em “U” invertido. ....	41
Figura 3.2 - Tipos de mecanismo “U” invertido.....	43
Figura 3.3 - Rigidez à flexão da laje fissurada .....	44
Figura 3.4 - Distribuição de tensões para momento fletor negativo na seção duplo tê de vigas com aberturas na alma .....	51
Figura 4.1 - Fluxograma do processo de análise dos modelos numéricos .....	57
Figura 4.2 - Autovalor no modo “Buckle” .....	58
Figura 4.3 – Capacidade resistente de um perfil de aço sob diferentes perspectivas .....	59
Figura 4.4 - Curva carga por deslocamento.....	60
Figura 4.5 - Algoritmo de Riks modificado.....	60
Figura 4.6- Curva tensão x deformação para o modelo quadri-linear.....	62
Figura 4.7 - Relação tensão-deformação para os elementos de aço .....	63
Figura 4.8 - Definição dos diferentes módulos de elasticidade segundo Model Code 2010....	65
Figura 4.9 - Curva de tensão-abertura de fissura.....	66
Figura 4.10 - Tipologia e discretização dos elementos finitos .....	68
Figura 4.11 - Interação entre os elementos no modelo numérico .....	69
Figura 4.12 - Condições de contorno do modelo experimental de Tong <i>et al.</i> (2014) (dimensões em mm).....	70

---

Figura 4.13 - Seção transversal dos modelos de Tong <i>et al.</i> (2014) (dimensões em mm) .....	70
Figura 4.14 - Condições de contorno adotadas no modelo numérico .....	71
Figura 4.15 - Modelo de tensão residual de Galambos e Ketter (1959).....	72
Figura 4.16 - Modelo de tensão residual para seções laminares celulares proposto por Sonck, Van Impe e Belis (2014).....	73
Figura 4.17 - Curvas carga x deslocamento dos modelos numéricos e experimentais .....	74
Figura 4.18 - Detalhamento da geometria dos modelos (dimensões em mm) .....	75
Figura 4.19 - Seção transversal das vigas mistas (dimensões em mm).....	75
Figura 4.20 - Condições de contorno utilizadas no modelo numérico .....	77
Figura 4.21 - Modelo de Beg e Hladnik (1996) adaptado para seções soldadas celulares.....	78
Figura 4.22 - Comparação entre os resultados numéricos e experimentais.....	79
Figura 4.23 - Comparação entre a configuração deformada dos modelos numéricos e experimentais.....	79
Figura 5.1 - Condições de contorno e geometria dos modelos paramétricos (dimensões em mm)	
.....	80
Figura 5.2 - Detalhamento da seção transversal dos modelos paramétricos (dimensões em mm)	
.....	81
Figura 5.3 - Distribuição de momento fletor negativo analisados no estudo paramétrico .....	83
Figura 6.1- Influência da variação do vão no modo de flambagem dos modelos UB 457x152x52	
.....	92
Figura 6.2 - Influência da variação do vão no modo de flambagem dos modelos UB 305x102x25	
.....	93
Figura 6.3 - Influência da altura da abertura nos modos de flambagem .....	94
Figura 6.4 - FLA em alguns modelos sob momento fletor variável.....	94
Figura 6.5 – Influência da distribuição de momento na configuração deformada da viga mista (tensões em MPa) .....	95
Figura 6.6- Influência da distribuição do momento fletor nos modelos paramétricos .....	96
Figura 6.7 – Influência da distribuição de momento fletor no deslocamento lateral médio dos modelos compostos pela seção UB 305x102x25 .....	97
Figura 6.8 - Influência da distribuição de momento fletor no deslocamento lateral médio dos modelos compostos pela seção UB 457x152x52 .....	98
Figura 6.9 - Influência da distribuição de momento fletor no deslocamento lateral médio dos modelos compostos pela seção UB 533x210x122 .....	99

---

Figura 6.10 – Dano à tração na laje de concreto e tensão de von Mises nas armaduras (tensões em MPa) .....	99
Figura 6.11 – Plastificação do montante de alma acoplados a FLD e a PTC (UB 305x102x25; 4 m; $h_0/h=0.65$ ; $a_0/h_0=0.55$ ; $R/h_0=0.15$ ) (tensões em MPa) .....	100
Figura 6.12 - FLM e FMA (UB 457x152x52; 4 m; $h_0/h_f=0.85$ ; $a_0/h_0=0.55$ ; $R/h_0=0.20$ ) (tensões em MPa) .....	101
Figura 6.13 - PMA nos modelos com UB 533x210x122 (4 m; $h_0/h_f=0.85$ ; $a_0/h_0=0.65$ ; $R/h_0=0.20$ ) (tensões em MPa).....	102
Figura 6.14 – Relação entre capacidade resistente dos modelos com vãos de 4 metros e 6 metros .....	103
Figura 6.15 – Influência da seção I na capacidade resistente da viga mista.....	105
Figura 6.16 - Influência do perfil I no dano a tração na laje de concreto.....	106
Figura 6.17 - Influência do comprimento do montante de alma na distribuição de tensões (tensões em MPa) .....	108
Figura 6.18 – Altura da linha neutra plástica dos modelos do estudo paramétrico (dimensões em mm).....	109
Figura 6.19 - Precisão obtida pelas proposições para o cálculo do $M_{cr}$ .....	110
Figura 6.20 - Precisão obtida pelas proposições para o cálculo do $M_u$ usando diferentes $M_{cr}$ .....	114

---

# LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores de $C_{dist}$ em vigas mistas contínuas para vãos sem carga transversal obtidos por Roik <i>et al.</i> (1990) .....	47
Tabela 3.2 - Valores de $C_{dist}$ em vigas mistas contínuas para vãos sem carga transversal adotados pela ABNT NBR 8800:2024.....	49
Tabela 3.3 – Limites para dimensões da seção do perfil I segundo a ABNT NBT 8800:2024	52
Tabela 3.4 - Curvas de resistência recomendadas .....	54
Tabela 3.5- Valores recomendado de fator de imperfeição.....	54
Tabela 4.1 - Parâmetros de entrada do CDP .....	64
Tabela 4.2 - Parâmetro para o agregado .....	65
Tabela 4.3 - Propriedade do modelo constitutivo do concreto comprido .....	66
Tabela 4.4 - Propriedades geométricas dos modelos de Tong <i>et al.</i> (2014) .....	70
Tabela 4.5 - Propriedades mecânicas dos materiais dos modelos de Tong <i>et al.</i> (2014).....	71
Tabela 4.6 - Comparação entre os resultados numéricos e experimentais .....	73
Tabela 4.7 - Propriedades mecânicas dos materiais .....	76
Tabela 4.8 - Comparativo dos resultados numéricos com os experimentais .....	78
Tabela 5.1 - Dimensões dos perfis I adotados nos modelos paramétricos (dimensões em mm) .....	81
Tabela 5.2 - Parâmetros analisados no estudo paramétrico .....	82
Tabela 5.3 - Propriedades mecânicas dos elementos que compõem a viga mista.....	83
Tabela 6.1 – Resultados do estudo paramétrico .....	85
Tabela 6.2 - Valores médios específicos da razão $M_{cr-Teórico}/M_{cr-MEF}$ para vão livre de 4 metros .....	112
Tabela 6.3 – Valores médios específicos da razão $M_{cr-Teórico}/M_{cr-MEF}$ para vão livre de 6 metros .....	112
Tabela 6.4 - Valores médios específicos da razão $M_{u-Teórico}/M_{u-MEF}$ para vão livre de 4 metros .....	117
Tabela 6.5 - Valores médios específicos da razão $M_{u-Teórico}/M_{u-MEF}$ para vão livre de 6 metros .....	117

---

# SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>16</b>
1.1    ENUNCIADO DO PROBLEMA.....	16
1.2    JUSTIFICATIVA .....	19
1.3    OBJETIVOS .....	20
1.4    METODOLOGIA.....	20
1.5    ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	22
<b>CAPÍTULO 2 ESTADO DA ARTE.....</b>	<b>23</b>
2.1    PROCESSO DE FABRICAÇÃO .....	23
2.2    MODOS DE FALHA EM VIGAS ALVEOLARES DE AÇO E VIGAS ALVEOLARES MISTAS DE AÇO E CONCRETO .....	24
2.2.1    Instabilidade lateral com torção .....	25
2.2.2    Distorção da alma .....	25
2.2.3    Instabilidade lateral com distorção .....	26
2.2.4    Mecanismo Vierendeel.....	27
2.2.5    Instabilidade no montante de alma .....	28
2.3    VIGAS DE AÇO COM ABERTURAS DE BASE ELÍPTICA NA ALMA .....	29
2.4    VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO COM ABERTURAS NAS ALMA SOB MOMENTO FLETOR NEGATIVO .....	35
<b>CAPÍTULO 3 MODELOS ANALÍTICOS .....</b>	<b>41</b>
3.1    PREScrições NORMATIVAS E PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO À INSTABILIDADE LATERAL COM DISTORÇÃO .....	41
3.1.1    Mecanismo “U” invertido .....	42
3.1.2    Cálculo do Momento Crítico Elástico à FLD .....	45
3.1.2.1    Modelo de Roik <i>et al.</i> (1990) .....	45
3.1.2.2    Modelo de Dias <i>et al.</i> (2019) .....	47
3.1.3    Previsão do Momento Último à FLD .....	49
3.1.3.1    Visão geral dos métodos normativos .....	50
3.1.3.2    Cálculo do momento resistente segundo a ABNT NBR 8800:2024 .....	52
3.1.3.3    Cálculo do momento resistente segundo o prEN 1994-1-1:2024 e EN 1993-1-1:2022 53	
<b>CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA .....</b>	<b>57</b>
4.1    ANÁLISES.....	57
4.1.1    Análise de estabilidade elástica.....	57
4.1.2    Análise não-linear física e geométrica.....	58
4.2    MODELAGEM DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR NEGATIVO .....	61
4.2.1    Modelos constitutivos .....	61
4.2.2    Tipo e discretização dos elementos finitos .....	67
4.2.3    Interação entre as superfícies de contato.....	68
4.2.4    Modelo de Tong <i>et al.</i> (2014) .....	69
4.3.4.1    Geometria e propriedade mecânica dos materiais .....	69
4.3.4.2    Condições e contorno .....	71
4.3.4.3    Imperfeição inicial e tensão residual.....	72
4.3.4.4    Validação do modelo numérico .....	73
4.2.5    Modelo de Salah (2009) .....	74

---

4.3.5.1 <i>Geometria e propriedade mecânica dos materiais</i> .....	74
4.3.5.2 <i>Condições e contorno</i> .....	76
4.3.5.3 <i>Imperfeição inicial e tensão residual</i> .....	77
4.3.5.4 <i>Validação do modelo numérico</i> .....	78
<b>CAPÍTULO 5 ESTUDO PARAMÉTRICO .....</b>	<b>80</b>
5.1    CONFIGURAÇÕES GEOMÉTRICAS DO ESTUDO PARAMÉTRICO .....	80
<b>CAPÍTULO 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>84</b>
6.1    ANÁLISE DE ESTABILIDADE ELÁSTICA .....	92
6.2    ANÁLISE NÃO LINEAR FÍSICA E GEOMÉTRICA .....	95
6.2.1 <i>Distribuição do momento fletor</i> .....	95
6.2.2 <i>Influência do vão livre</i> .....	102
6.2.3 <i>Dimensões da seção I</i> .....	104
6.2.4 <i>Parâmetros chave das aberturas de base elíptica</i> .....	106
6.3    VALORES PREVISTOS VS NUMÉRICOS .....	108
6.3.1 <i>Momento crítico elástico</i> .....	109
6.3.2 <i>Momento último à instabilidade lateral com distorção</i> .....	113
<b>CAPÍTULO 7 CONCLUSÕES .....</b>	<b>118</b>
7.1    CONCLUSÕES .....	118
7.2    SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS .....	119
<b>REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>121</b>

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os conceitos que delimitam o tema de pesquisa, as justificativas, os objetivos, a metodologia empregada e a organização do trabalho.

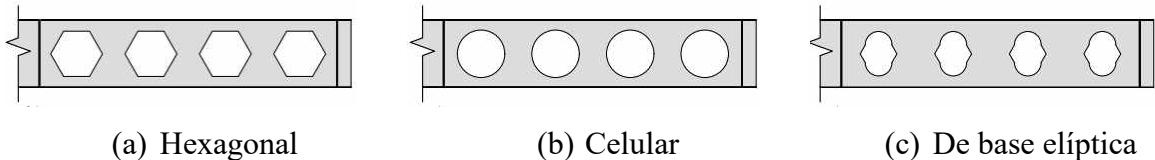
### 1.1 ENUNCIADO DO PROBLEMA

A engenharia estrutural contemporânea enfrenta o desafio contínuo de aprimorar o desempenho de estruturas de aço, especialmente em vigas projetadas para grandes vãos e submetidas a cargas elevadas. Embora os perfis de alma cheia tenham demonstrado eficácia histórica nesses contextos, sua adequação aos requisitos de serviço tem sido progressivamente questionada, particularmente em vigas de maior altura que exigem níveis superiores de rigidez (Vieira, 2014). Nesse contexto, engenheiros especializados em estruturas têm concentrado esforços no desenvolvimento de abordagens inovadoras para otimizar o desempenho das estruturas de aço, visando aumentar a rigidez à flexão sem comprometer a eficiência estrutural por meio do aumento do peso próprio (Tsavdaridis; D'Mello, 2011).

A estratégia de cortar e expandir a alma do perfil para aumentar a inércia à flexão da seção transversal surgiu a partir desse esforço, sendo implementada pela primeira vez em 1910 pela empresa Chicago Bridge e Iron Works, fundada em 1889 (Das P.K.; Srimani S.L., 1984). Contudo, o uso disseminado dessa tecnologia tornou-se viável apenas nos primeiros anos da década de 1990, graças ao avanço das tecnologias de corte e soldagem automatizadas. Isso possibilitou a produção de vigas com aberturas sequenciais na alma a custos mais baixos, resultando na disseminação desse produto no mercado da construção civil (Ferreira; Martins; De Nardin, 2020).

Os primeiros perfis de aço a apresentar aberturas sequenciais na alma tinham uma geometria hexagonal (Figura 1.1a), lembrando as muralhas dos castelos medievais, e por isso foram chamados de vigas casteladas. Com o tempo, outras formas de aberturas na alma foram exploradas, como as retangulares e as circulares (Figura 1.1b), que deram origem às vigas celulares. Além disso, surgiram as aberturas senoidais, conhecidas como Angelinas™, e as aberturas de base elíptica (Figura 1.1c) (Oliveira *et al.*, 2012).

Figura 1.1 – Tipos de aberturas em perfis alveolares de aço



(a) Hexagonal

(b) Celular

(c) De base elíptica

Fonte: Autor (2025)

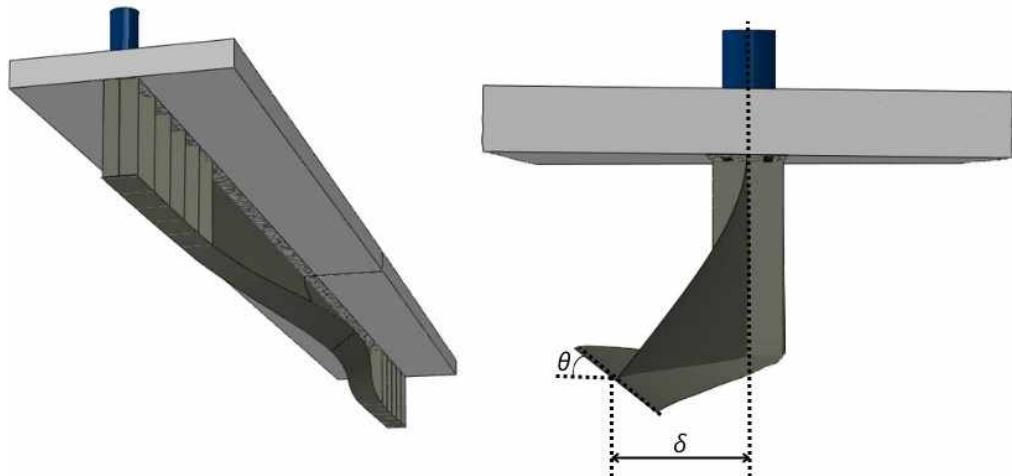
Visando aprimorar o desempenho estrutural e a eficiência no processo construtivo, foi introduzida a aplicação de vigas mistas de aço e concreto. Esses elementos, pioneiros no contexto de estruturas mistas na construção civil, consistem na integração de um perfil de aço (como perfis I ou caixão) a uma laje de concreto (que pode ser maciça, mista, alveolar pré-fabricada, entre outras). O comportamento conjunto entre esses materiais é garantido pelo uso de conectores de cisalhamento, com destaque para os pinos com cabeça e os conectores em forma de U, que estão entre os mais empregados. A conexão proporcionada por esses elementos é essencial para resistir aos esforços cortantes longitudinais na interface entre o aço e o concreto (Rossi *et al.*, 2020a).

Nas soluções estruturais convencionais, as vigas mistas são frequentemente projetadas com ligações flexíveis nas extremidades, resultando em momentos fletores positivos ao longo de todo o vão. Nesse arranjo, o perfil de aço está predominantemente sujeito a tensões de tração, enquanto a laje de concreto é submetida majoritariamente a tensões de compressão. Contudo, a adoção de ligações rígidas ou semirrígidas pode proporcionar vantagens significativas do ponto de vista estrutural e econômico. Entre os principais benefícios, destacam-se: maiores relações de vão e altura do perfil devido à redução dos momentos fletores positivos máximos; diminuição das vibrações do pavimento; maior resistência ao fogo; aumento da estabilidade lateral da estrutura; e redução expressiva dos deslocamentos. Entretanto, esse tipo de ligação altera substancialmente o comportamento das vigas mistas, especialmente nas regiões próximas aos apoios internos, onde ocorrem inversões de tensões, resultando em tensões de tração na laje de concreto e compressão no perfil de aço.

Vigas mistas, tanto contínuas quanto semicontínuas, na região de momento fletor negativo, podem apresentar um modo de instabilidade denominado de flambagem lateral com distorção (FLD). Este tipo de falha é caracterizado por um deslocamento lateral ( $\delta$ ) e uma rotação da mesa inferior ( $\theta$ ), juntamente com a distorção da alma (Figura 1.2). Devido às tensões de compressão atuantes na mesa inferior, esta tende a deslocar-se lateralmente para fora do plano de flexão. Caso a alma do perfil não apresente rigidez suficiente à flexão para restringir

esse deslocamento, ocorre o fenômeno de FLD, comprometendo a estabilidade da viga (Rossi *et al.*, 2020b). Além da falha por FLD, as vigas mistas submetidas a momento fletor negativo também podem falhar devido a modos de instabilidade locais bem como interação entre os modos de instabilidade locais e a FLD (Salah, 2009).

Figura 1.2 - Instabilidade lateral com distorção em vigas mistas



Fonte: Autor (2025)

Dentre os poucos estudos disponíveis sobre vigas mistas de aço e concreto com aberturas na alma submetidas a momento fletor negativo, destaca-se o trabalho de Salah (2009), que observou a ocorrência de FLD como principal modo de falha. De forma semelhante, Oliveira *et al.* (2022), por meio de um estudo numérico, também identificaram a FLD como o mecanismo predominante de instabilidade e analisaram a capacidade preditiva de modelos analíticos presentes na literatura e nas normas vigentes para estimar a capacidade resistente à FLD em vigas mistas, concluindo que tais modelos tendem a fornecer estimativas conservadoras.

No que se refere às vigas de aço com aberturas de base elíptica na alma, destaca-se o estudo experimental e analítico conduzido por Tsavdaridis e D'Mello (2011), responsáveis por introduzir esse tipo de abertura. Os autores demonstraram que a geometria elíptica proporciona uma distribuição mais uniforme das tensões em torno das aberturas, quando comparada às aberturas circulares, resultando em maior rigidez no montante de alma, menor deslocamento vertical e melhor desempenho estrutural global. Além disso, sua configuração geométrica permite a disposição de aberturas mais próximas entre si sem perda significativa de rigidez, possibilitando uma redução efetiva no peso próprio da viga. Estudos posteriores, como os de Ferreira *et al.* (2022, 2023), Shamass *et al.* (2022) e Rabi *et al.* (2024) ampliaram essas

investigações por meio de análises numéricas e modelos preditivos para previsão da capacidade resistente a instabilidade no montante de alma, com destaque para o uso de redes neurais artificiais e ajustes em equações normativas para contemplar as aberturas de base elíptica em aços estruturais comuns e de alta resistência.

Neste cenário, considerando o número limitado de estudos sobre vigas mistas de aço e concreto com aberturas de base elíptica submetidas a momento fletor negativo, este trabalho se propõe a investigar os principais parâmetros que afetam a capacidade resistente dessas vigas em regiões de momento fletor negativo.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Vigas mistas de aço e concreto estão se tornando cada vez mais comuns em edifícios e infraestruturas rodoviárias no Brasil e ao redor do mundo. A eficiência na construção, a rapidez na execução e a habilidade de cobrir grandes vãos são fatores que contribuem para a crescente popularidade dessas estruturas, em comparação com as feitas apenas de concreto ou aço. Este sistema se destaca por maximizar o uso de cada material, com o concreto da laje resistindo principalmente à compressão e o perfil de aço resistindo predominantemente a esforços de tração sob condição de momento fletor positivo.

Os perfis alveolares surgem como uma inovação na busca contínua por melhorias nos sistemas estruturais. Eles são criados a partir de um processo de corte e solda na alma do perfil I, resultando em um aumento na altura do perfil. Isso permite obter uma estrutura com maior rigidez à flexão sem aumentar o peso da edificação. Quando esses perfis são combinados com uma laje de concreto para formar uma viga mista, sua capacidade resistente aumenta significativamente, permitindo vencer vãos de 12 a 20 metros. Além disso, as aberturas nos perfis, proporcionam um aspecto mais estético e permitem uma melhor integração dos serviços hidráulicos e elétricos, que podem ser acomodadas passando por seus alvéolos (Lawson *et al.*, 2006; Lawson; Saverirajan, 2011).

Adicionalmente, as vigas mistas, tanto contínuas quanto semicontínuas, na região de momento fletor negativo, passam a estar sujeitas à FLD ou sua interação com outros modos de falha. Entretanto, a norma brasileira ABNT NBR 8800:2024, assim como as principais normas internacionais, não contemplam a verificação da FLD em vigas mistas de aço e concreto com aberturas sequenciais na alma. Existindo somente recomendações de projeto que apresentam a verificação da capacidade resistente de vigas celulares mistas, como o SCI P355 (Lawson; Hicks, 2011), Steel Design Guide 31 (Fares; Coulson; Dinehart, 2016) e BS EN 1993-1-13

(2024), entretanto sob condições de momento fletor negativo essas recomendações não se fazem válidas.

A motivação para este estudo é a constatação de que, tanto no Brasil quanto internacionalmente, há uma escassez de pesquisas sobre o comportamento de vigas mistas de aço e concreto com aberturas de base elíptica sob a ação de momento fletor negativo. Esta lacuna no conhecimento evidencia a necessidade de estudos adicionais para entender melhor o comportamento desses elementos estruturais.

### 1.3 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é avaliar a capacidade resistente de vigas mistas de aço e concreto com aberturas de base elíptica submetidas a momento fletor negativo. Como objetivos específicos, tem-se:

- I. Desenvolver um método numérico para prever o comportamento de vigas mistas de aço e concreto com aberturas de base elípticas submetidas a momento fletor negativo;
- II. Avaliar os impactos da variação dos parâmetros geométricos das aberturas de base elíptica no modo de falha e na capacidade resistente dessas vigas;
- III. Analisar a influência da distribuição do momento fletor negativo na capacidade resistente e no modo de falha de vigas mistas com aberturas de base elíptica;
- IV. Investigar o efeito da variação do comprimento do vão livre entre apoios verticais na capacidade resistente e no modo de falha dessas vigas;
- V. Examinar a influência da espessura das mesas e da alma, bem como da altura da seção, na capacidade resistente e no comportamento estrutural das vigas mistas com aberturas de base elíptica;
- VI. Avaliar a capacidade preditiva de modelos analíticos disponíveis na literatura e em normas técnicas para estimar o momento crítico elástico e o momento último à instabilidade lateral com distorção em vigas mistas de aço e concreto com aberturas de base elíptica.

### 1.4 METODOLOGIA

O objetivo central desta dissertação de mestrado é realizar uma investigação numérica sobre a capacidade resistente de vigas mistas de aço e concreto que apresentam abertura de base

elíptica em áreas sujeitas a momento fletor negativo. Para alcançar esse objetivo, foi conduzido um estudo paramétrico. Tal abordagem é crucial para ampliar e aprofundar as análises, levando em conta a variação de parâmetros cuja influência no comportamento dessas vigas mistas requer investigação.

A modelagem numérica foi desenvolvida utilizando o programa computacional Abaqus, para a validação dos modelos numéricos, foi conduzido um estudo comparativo entre os resultados obtidos por meio da simulação e aqueles provenientes de testes experimentais. Como o proponente não realizará testes experimentais, a validação dos modelos será realizada mediante comparação com os resultados de testes experimentais disponíveis na literatura especializada. Dessa forma, por meio das simulações numéricas, serão conduzidas as seguintes atividades:

- I. Desenvolvimento do modelo numérico com base em referências bibliográficas que abordaram investigações experimentais do comportamento de vigas mistas de aço e concreto sob momento fletor negativo;
- II. Validação do modelo numérico desenvolvido, por meio da comparando entre os resultados da modelagem numérica e os dados experimentais utilizados para validação, considerando a carga última, o modo de falha e a curva carga versus deslocamento.
- III. Definição da geometria das aberturas para o estudo paramétrico, incluindo sua distribuição e espaçamento, dimensões da seção transversal da viga mista, perfis de aço utilizados e vão livre considerado;
- IV. Realização de um estudo paramétrico para avaliar a influência de variáveis como altura e comprimento da abertura, raio da curvatura, espaçamento entre aberturas, distribuição do momento fletor negativo, vão livre entre apoios verticais, além das espessuras das mesas, da alma e da altura do perfil de aço;
- V. Análise dos resultados para identificar o impacto dos parâmetros na capacidade resistente, modo de falha e deslocamento lateral das vigas mistas de aço e concreto com aberturas de base elíptica na região de momento fletor negativo;
- VI. Comparação entre os valores de momento crítico elástico e capacidade resistente à instabilidade lateral com distorção obtidos analiticamente e os resultados das simulações, a fim de avaliar a capacidade preditiva dos modelos analíticos.

## 1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho está organizado em sete capítulos. No *Capítulo 1* é apresentado a definição do problema, a justificativa, os objetivos e uma síntese da metodologia.

No *Capítulo 2*, é apresentado o estado da arte, abrangendo o processo de fabricação dos perfis alveolares, além dos seus principais modos de falha. Este capítulo também destaca os principais estudos relacionados a perfis de aço com aberturas de base elíptica e vigas mistas de aço e concreto com aberturas na alma submetidas a momento fletor negativo.

No *Capítulo 3*, são apresentados os modelos analíticos para determinação do momento crítico elástico bem como os procedimentos normativos para determinação do momento último à FLD.

No *Capítulo 4*, são desenvolvidos três modelos numéricos que serão utilizados no estudo paramétrico. Além disso, é apresentada a validação de cada um desses modelos com seus respectivos ensaios experimentais disponíveis na literatura.

No *Capítulo 5*, é detalhado o estudo paramétrico, no qual são apresentados os parâmetros investigados, bem como as propriedades dos materiais e as características geométricas do modelo paramétrico.

No *Capítulo 6*, são apresentados os resultados e as discussões sobre os dados obtidos a partir do estudo paramétrico. Além disso, são abordadas as comparações entre os resultados numéricos e os procedimentos analíticos.

No *Capítulo 7*, são contempladas as conclusões do trabalho, baseadas nas observações realizadas.

# CAPÍTULO 2

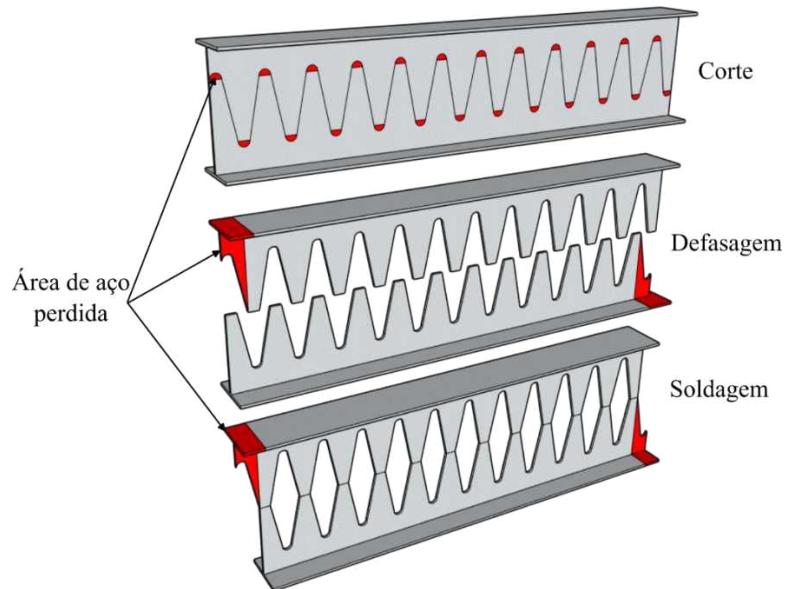
## ESTADO DA ARTE

Neste capítulo será abordado o processo de fabricação, dos perfis alveolares, bem como os possíveis modos de falha que esses perfis podem atingir de forma isolada ou quando associados à laje de concreto. Adicionalmente, estudos relacionados a perfis de aço com aberturas de base elíptica, serão apresentados, assim como uma sucinta revisão dos estudos que exploram vigas mistas de aço e concreto com aberturas na alma sujeitas a momento fletor negativo.

### 2.1 PROCESSO DE FABRICAÇÃO

O processo de fabricação dos perfis alveolares envolve corte térmico e soldagem. No caso das vigas casteladas, realiza-se um único corte em padrão serrilhado. Já as vigas celulares exigem dois cortes em padrão de semicírculos. Para as vigas com aberturas de base elíptica, a fabricação combina o corte serrilhado com um segundo corte em padrão de semicírculos, responsável pela definição dos raios das aberturas. Após o corte, os módulos são separados, processo conhecido como defasagem, seguido pelo processo de solda (Figura 2.1). O produto é uma viga cuja seção transversal pode ter uma altura de 30% a 70% maior do que a altura original do perfil, resultando em uma maior inércia à flexão com uma quantidade de material próxima a original (Toprac; Cooke, 1959). Apesar da necessidade de dois cortes, as vigas celulares provaram ser mais eficientes e econômicas do que as vigas casteladas, devido à sua geometria flexível que permite uma grande variação no diâmetro e no espaçamento das aberturas (Erdal; Saka, 2013).

Figura 2.1 - Processo de fabricação dos perfis com aberturas de base elíptica



Fonte: Autor (2025)

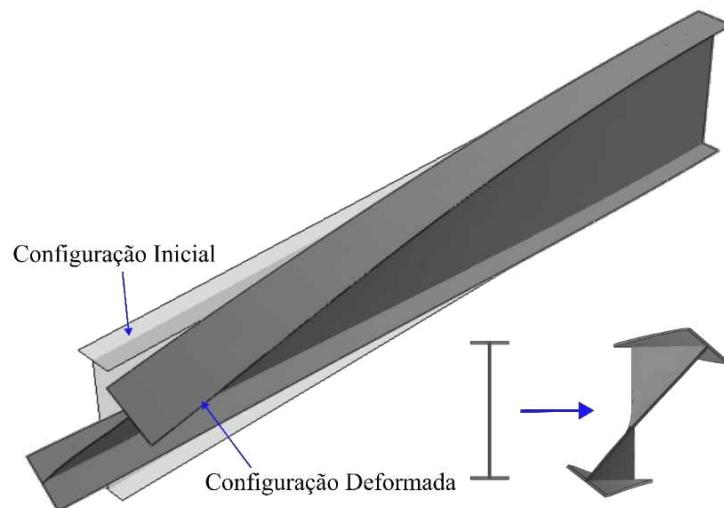
## 2.2 MODOS DE FALHA EM VIGAS ALVEOLARES DE AÇO E VIGAS ALVEOLARES MISTAS DE AÇO E CONCRETO

A presença de aberturas na alma pode tornar as vigas alveolares de aço mais suscetíveis a diferentes modos de deformação. Esses fenômenos podem limitar a capacidade resistente do perfil, não sendo o limite de resistência dos materiais o fator determinante, mas sim a instabilidade estrutural resultante das aberturas. Esses modos de instabilidade como a instabilidade lateral com torção (FLT), distorção da alma (DA), instabilidade do montante da alma (FMA), instabilidade local da alma (FLA), instabilidade local da mesa (FLM). Além disso, pode ocorrer a formação de mecanismos de plastificação, como o mecanismo Vierendeel (MV), a plastificação do Tê comprimido (PTC), a plastificação do Tê tracionado (PTT) e, eventualmente, a interação entre esses modos de instabilidade e mecanismos de plastificação. (Ellobody, 2012b; El-Sawy; Sweedan; Martini, 2014; Panedpojaman; Sae-Long; Chub-uppakarn, 2016). Os perfis alveolares de aço podem ser empregados na construção de vigas mistas de aço e concreto. No entanto, quando essas vigas são expostas a momentos fletores negativos, surge um novo modo de falha conhecido como instabilidade lateral com distorção (FLD), além da interação deste com outros modos de instabilidade (Rossi *et al.*, 2020b; Salah, 2009).

### 2.2.1 Instabilidade lateral com torção

O fenômeno conhecido como instabilidade lateral com torção, ou FLT, é característico de vigas de aço que são submetidas à flexão em torno do eixo de maior inércia e não possuem restrição lateral contínua (Figura 2.2). Esse tipo de instabilidade ocorre quando a viga é submetida a deslocamentos até atingir uma carga limite, momento a partir do qual o "Tê" comprimido sem restrição lateral adequada passa a apresentar deslocamentos fora de seu plano de simetria. As vigas celulares de aço, devido ao aumento da seção transversal e à presença de aberturas, são mais suscetíveis à FLT (Boissonnade *et al.*, 2014; Galambos; Surovek, 2008; Sonck; Belis, 2015).

Figura 2.2 - Instabilidade lateral com torção (FLT)



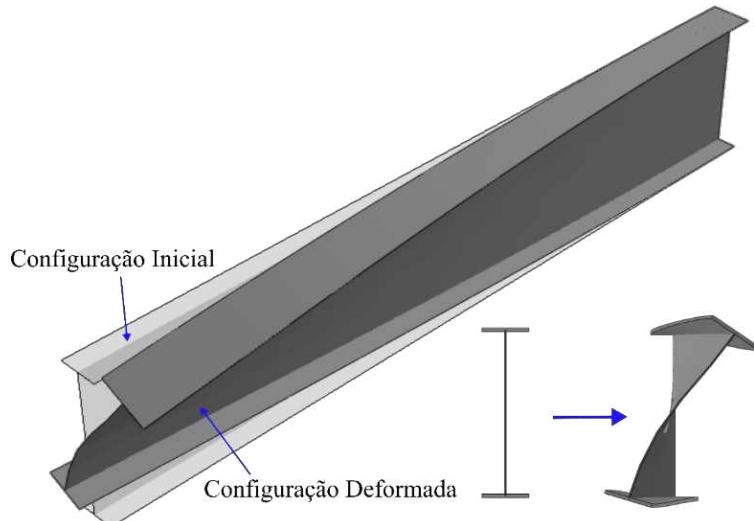
Fonte: Autor (2025)

### 2.2.2 Distorção da alma

A distorção da alma, um fenômeno que resulta na curvatura lateral com torção da mesa (Figura 2.3), tem um impacto significativo na redução da capacidade resistente à torção do perfil de aço. Esta distorção desafia a consideração clássica de que as seções planas permanecem planas após a deformação, devido à natureza das condições de contorno que podem amplificar esse fenômeno. Além disso, a distorção da alma contribui para a deslocamento lateral com torção da mesa, diminuindo assim a capacidade resistente à torção da viga e, consequentemente, reduzindo sua capacidade resistente à instabilidade lateral com torção (FLT). Em perfis de seção I laminados, essas instabilidades local e lateral podem

combinar-se, resultando em um modo de deformação onde ambos os modos atuam simultaneamente, induzindo tanto a distorção quanto o deslocamento lateral (BRADFORD, 1985, 1986, 1988, 1992; Hassan; Mohareb, 2015).

Figura 2.3 - Distorção da alma

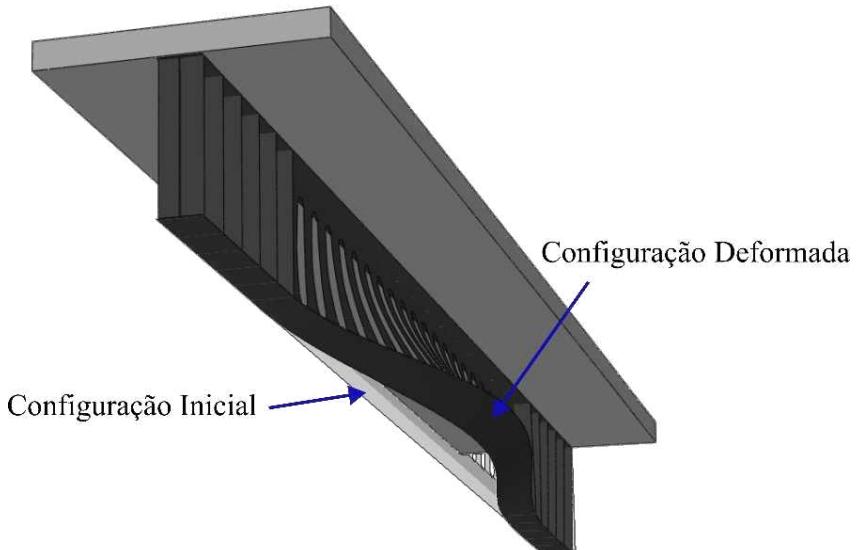


Fonte: Autor (2025)

### 2.2.3 Instabilidade lateral com distorção

A instabilidade lateral com distorção (FLD), pode manifestar-se em perfis sem restrição lateral (como vigas exclusivamente de aço) ou em vigas mistas de aço e concreto, onde a restrição é proporcionada pela ligação com a laje. A ocorrência desse fenômeno está associada aos esforços gerados em regiões de momento fletor negativo e às condições de contorno do elemento estrutural. Caracteriza-se pela ocorrência de um deslocamento lateral acompanhado de uma rotação da mesa inferior, juntamente com a distorção da alma (Figura 2.4). A mesa inferior, sujeita a tensões de compressão, tende a deslocar-se lateralmente para fora do plano de flexão. Se a alma do perfil não possuir rigidez suficiente para conter esse deslocamento lateral da mesa, a instabilidade lateral com distorção ocorrerá (Rossi *et al.*, 2021b; Zirakian; Showkati, 2006).

Figura 2.4 - Instabilidade lateral com distorção

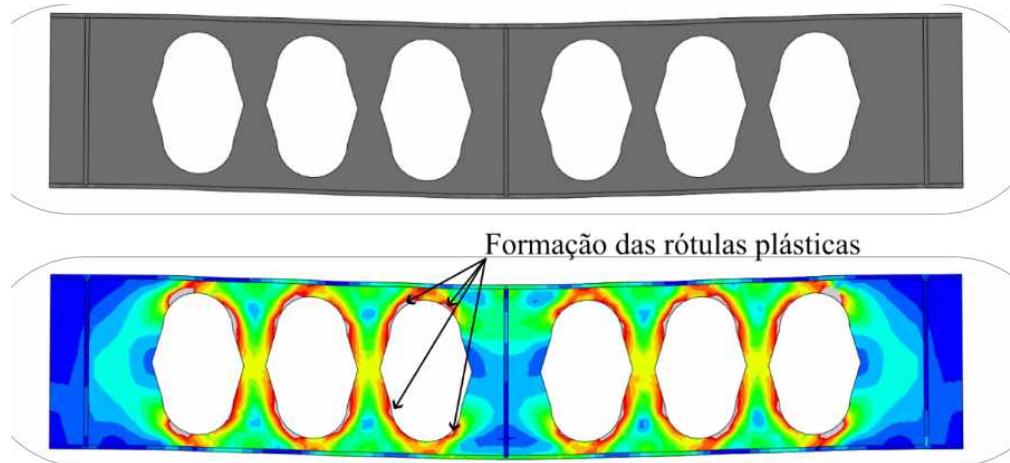


Fonte: Autor (2025)

#### 2.2.4 Mecanismo Vierendeel

O mecanismo Vierendeel depende da presença de esforço cortante de alta magnitude, especialmente em vigas celulares com vãos curtos. Este fenômeno é caracterizado pela distorção e formação de rótulas plásticas próximas ao alvéolo (Figura 2.5) (Tsavdaridis; D'Mello, 2012). As vigas celulares podem suportar carga adicional até a formação de quatro rótulas plásticas em pontos críticos, graças à transferência do esforço cortante por meio da abertura na alma, assim como pelo momento fletor primário e secundário. O momento fletor primário refere-se ao momento fletor convencional ou global, enquanto o momento fletor secundário, conhecido como momento Vierendeel, resulta da ação do esforço cortante na seção "Tê" ao longo do comprimento horizontal da abertura. Dessa forma, a interação entre os momentos fletores primário e secundário, juntamente com forças axiais locais, forma as rótulas plásticas na seção "Tê". Do ponto de vista físico, o mecanismo Vierendeel pode ser compreendido quando o aço atinge a resistência ao escoamento nas extremidades dos "Tês", devido à combinação de tensões normais e de cisalhamento. Os principais parâmetros que influenciam esse comportamento estrutural são a espessura da alma e o diâmetro do alvéolo (Panedpojaman; Rongram, 2014; Tsavdaridis; D'Mello, 2012).

Figura 2.5 - Mecanismo de Vierendeel

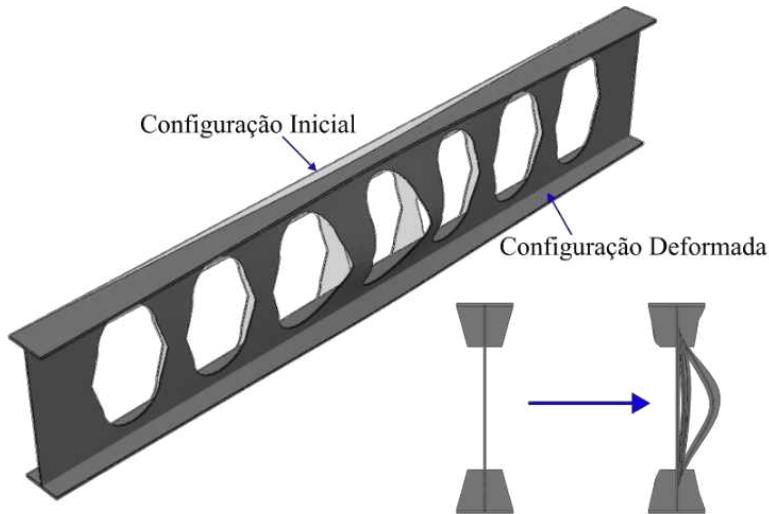


Fonte: Autor (2025)

### 2.2.5 Instabilidade no montante de alma

A instabilidade no montante de alma (FMA) pode ser subdividida em dois modos distintos: instabilidade no montante de alma por cisalhamento (FMAV) e instabilidade no montante de alma por compressão (FMAC). A FMAV surge devido às tensões de flexão que se desenvolvem no montante da alma devido ao cisalhamento horizontal, resultando no deslocamento lateral com torção. Sua capacidade de capacidade resistente depende de características geométricas do perfil alveolar de aço, como o diâmetro da abertura, o espaçamento entre as aberturas e a espessura da alma (Ferreira; Martins; De Nardin, 2020; Grilo *et al.*, 2018). Por outro lado, a FMAC ocorre quando há carga externa concentrada na região do montante da alma sem a presença de enrijecedores transversais (Figura 2.6). Nesse caso, o modo de instabilidade é caracterizado apenas pelo deslocamento lateral do montante da alma para fora do plano da viga (Grilo *et al.*, 2018).

Figura 2.6 - Instabilidade de montante de alma por compressão (FMAC)



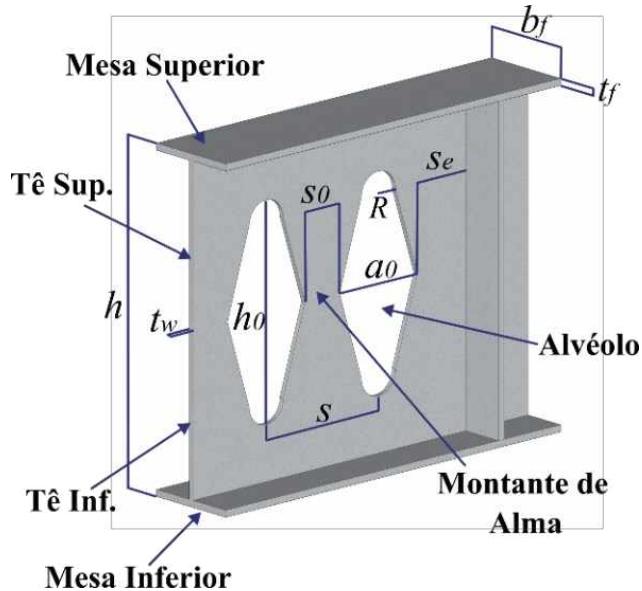
Fonte: Autor (2025)

### 2.3 VIGAS DE AÇO COM ABERTURAS DE BASE ELÍPTICA NA ALMA

Na tentativa de otimização das aberturas hexagonais e circulares, os autores e inventores Konstantinos Daniel Tsavdaridis e Cedric d' Mello patentearam um novo tipo de abertura denominadas aberturas de base elíptica de patente número GB 2492176. Esse tipo de abertura oferece várias vantagens quando comparadas às aberturas tradicionalmente usadas na construção civil. As aberturas na alma de base elípticas são capazes de proporcionar uma distribuição mais uniforme de tensões ao redor das aberturas, melhorando o comportamento estrutural da viga, minimizando a falha por instabilidade do montante de alma. Além disso, essas aberturas permitem uma redução efetiva no peso da viga, mantendo a rigidez dos montantes na alma, o que é crucial para aplicações de longos vãos onde grandes deslocamentos verticais, devido ao peso próprio, devem ser minimizados. As aberturas de base elípticas, que são baseadas em semicircunferências e linhas retas, são mais fáceis de fabricar em comparação com aberturas circulares, resultando em economia de custos durante o processo de fabricação (Tsavdaridis; D'Mello, 2012). A seguir serão apresentados os componentes das vigas alveolares juntamente com a padronização dos elementos geométricos que compõem as vigas alveolares com aberturas de base elíptica (Figura 2.7), Os principais parâmetros que compõem esse tipo de viga são: a espessura da alma ( $t_w$ ), a largura da mesa ( $b_f$ ), a espessura da mesa ( $t_f$ ), a altura total do perfil alveolar ( $h$ ), a altura da abertura na alma ( $h_o$ ), a largura da abertura na alma ( $a_o$ ), o raio da semi-circunferência ( $R$ ), a largura do montante de alma ( $s_o$ ), distância entre os centros

das aberturas ( $s$ ), distância entre a conexão ou extremidade a borda mais próxima da primeira abertura ( $s_e$ ).

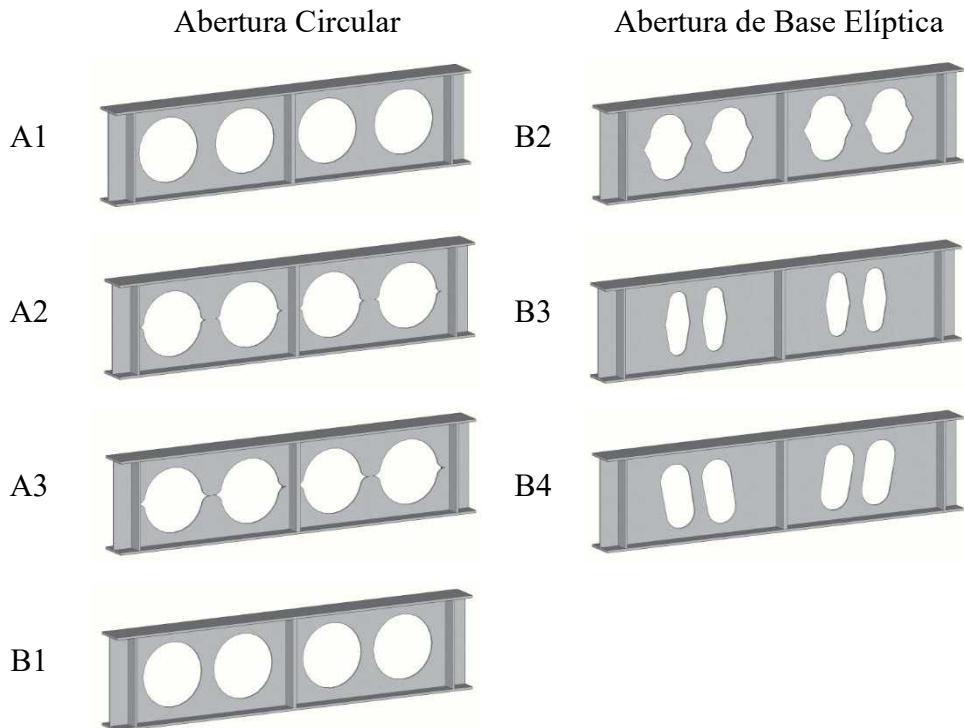
Figura 2.7 - Propriedades de uma viga alveolar com abertura de base elíptica



Fonte: Autor (2025)

Os primeiros ensaios experimentais em perfis de aço com aberturas de base elíptica foram conduzidos por Tsavdaridis e D'Mello (2011) (Figura 2.8). A partir dos resultados, verificou-se que as aberturas de base elíptica foram eficazes quando comparada as aberturas celulares na distribuição das tensões ao redor do montante de alma. A geometria elíptica também foi capaz de aumentar a rigidez do montante de alma em comparação com as aberturas circulares, resultando em uma melhoria na capacidade resistente à flexão do perfil. Além disso, as aberturas elípticas ajudaram a reduzir as deformações excessivas no montante de alma durante a flexão, o que contribuiu para a estabilidade do perfil. Os autores observaram ainda que a largura das aberturas tem maior influência na capacidade resistente do que a área total das aberturas, sendo que o espaçamento entre elas também exerce um impacto considerável na capacidade resistente do perfil. (Tsavdaridis; D'Mello, 2011).

Figura 2.8 - Vigas ensaiadas por Konstantinos Daniel Tsavdaridis e Cedric D'Mello



Fonte: Adaptado de Tsavdaridis e D'Mello (2011)

Até o momento presente, não foram conduzidos outros ensaios experimentais em perfis de aço com aberturas de base elíptica. No entanto, os dados gerados pelos ensaios experimentais de Tsavdaridis e D'Mello (2011) permitiram a utilização de modelos numéricos para estudar esse tipo de abertura. O primeiro estudo baseado em modelagem numérica de vigas de aço com abertura de base elíptica foi realizado pelos próprios Tsavdaridis e D'Mello (2011). Além dos ensaios experimentais, eles conduziram um estudo numérico para investigar o desempenho estrutural das vigas sob diferentes condições de carregamento. Além disso, o estudo numérico teve como objetivo realizar uma análise paramétrica abrangente para desenvolver uma fórmula empírica capaz de prever a capacidade de carga de cisalhamento vertical última no montante de alma que pudesse ser aplicada em várias formas de aberturas.

Com o objetivo de otimizar as aberturas de base elíptica em termos de capacidade resistente e eficiência de projeto para fabricação e uso econômicos, os autores Tsavdaridis e D'Mello (2012) conduziram um estudo baseado em modelagem numérica. Eles criaram um total de 33 modelos numéricos em elementos finitos para representar várias configurações de aberturas na alma, variando em tamanho, forma, espessura das mesas e da alma, largura e altura das aberturas. A partir desses modelos, os autores concluíram que as aberturas de base elíptica demonstraram um comportamento estrutural mais eficiente em termos de distribuição de

tensões e deslocamento vertical. Ainda, observaram um aumento significativo na rigidez, especialmente na região plástica, em comparação com as vigas com aberturas circulares. Também identificaram um grande potencial para redução do peso da estrutura, destacando que uma combinação adequada de ângulo e raio das aberturas elípticas poderia resultar em uma área de abertura máxima, reduzindo o peso da viga sem comprometer sua capacidade resistente. Por fim, os autores desenvolveram curvas de interação cortante-momento fletor, proporcionando uma aplicação prática do modelo de aberturas de base elípticas na engenharia estrutural.

Considerando que a instabilidade do montante de alma é uma das principais falhas dos perfis alveolares com abertura de base elíptica, Ferreira *et al.* (2022) conduziram uma investigação sobre a capacidade resistente desses perfis a essa forma de instabilidade. Os pesquisadores adotaram uma abordagem baseada em modelos de elementos finitos, utilizando como meio de validação os ensaios experimentais realizados por Tsavdaridis e D'Mello (2011). Um total de 5.400 modelos geométricos foram gerados, dos quais 4.344 apresentaram instabilidade no montante de alma como modo de falha. Os resultados obtidos foram empregados no desenvolvimento de uma abordagem de projeto para a capacidade resistente a esse tipo de instabilidade, utilizando uma analogia ao modelo de biela. Nesse método, a tensão de compressão foi determinada utilizando a abordagem do Eurocode 3 (EN 1993-1-1: 2005). O comprimento efetivo de flambagem foi definido e ajustado conforme necessário, enquanto a capacidade resistente à instabilidade no montante de alma foi calculada com base na curva de resistência “c” do Eurocode 3 (EN 1993-1-1: 2005). De acordo com os autores, observou-se que quanto menor o fator de expansão ( $h/h_0$ ), menor é a esbeltez do montante de alma, resultando em um menor comprimento efetivo e, consequentemente, em uma maior capacidade resistente. Além disso, verificou-se que uma menor altura da abertura de base elíptica ( $h_0$ ) está associada a uma maior capacidade resistente. Por outro lado, o aumento do raio da abertura ( $R/h_0$ ) leva a uma diminuição na capacidade resistente, destacando a importância dessa relação na capacidade resistente das vigas de aço com aberturas de base elíptica. Os autores apresentaram um modelo analítico para avaliar a capacidade resistente à instabilidade no montante de alma. Esse modelo foi validado por meio de uma análise comparativa com resultados de testes experimentais encontrados na literatura. A validação incluiu a comparação das respostas estruturais, como as curvas de carga versus deslocamento, para assegurar que o modelo analítico pudesse prever com precisão o comportamento das vigas em diversas condições de carga. A concordância entre os resultados do modelo analítico e os dados experimentais validados demonstrou a eficácia e a confiabilidade do modelo proposto para

estimar a capacidade resistente à instabilidade do montante de alma em vigas com aberturas na alma de base elíptica.

Ferreira *et al.* (2022) desenvolveram modelos que serviram de base para a pesquisa conduzida por Shamass *et al.* (2022), que empregaram uma abordagem fundamentada em redes neurais artificiais (RNA) para predizer a capacidade resistente à instabilidade no montante de alma e o tipo de falha em vigas de aço com abertura de base elíptica. O estudo utilizou 4344 modelos para treinar, validar e testar a RNA quanto à capacidade resistente à instabilidade no montante de alma, e 5400 modelos para treinar, validar e testar a RNA na classificação do tipo de falha. Por meio do modelo de RNA, foi possível discernir a contribuição de cada parâmetro geométrico das aberturas para a capacidade resistente do perfil. Destacou-se que a largura da abertura ( $a_0$ ) teve a maior influência, com 30,3% de contribuição, seguida pela espessura da alma ( $t_w$ ) com 24,7%, altura da abertura ( $h_0$ ) com 19,9%, altura da viga ( $h$ ) com 18,4%, e, por último, o raio da abertura ( $R$ ) com 6,7%. Esses achados demonstram a consistência do modelo de RNA, pois os fatores de maior influência destacados pelo modelo são de fato importantes para a capacidade resistente do perfil. Por exemplo, uma maior espessura da alma resulta em menor esbeltez do montante de alma e maior capacidade resistente. O aumento na altura e no raio da abertura causa uma redução na altura útil da seção duplo “Tê”, diminuindo assim a capacidade resistente. Por outro lado, o aumento na altura da viga leva a um aumento na altura da seção duplo “Tê”, resultando em maior capacidade resistente ao cisalhamento vertical do montante. O modelo de RNA foi aferido por meio de validação cruzada, onde sua eficácia foi testada em dados não utilizados no treinamento. Essa metodologia visou verificar se o modelo é capaz de generalizar e fazer previsões precisas em novos dados, validando-o com uma precisão de 93,2% na previsão dos tipos de falha (instabilidade do montante de alma e mecanismo de Vierendeel).

Considerando que os modelos existentes até então não abrangiam perfis fabricados com aços de alta resistência, Ferreira *et al.* (2023) incorporaram aços de alta resistência ao modelo de previsão analítica da capacidade resistente à instabilidade no montante de alma de perfis de aço com aberturas de base elíptica, utilizando o modelo de treliça segundo o Eurocode 3 (EN 1993-1-1: 2005). Os pesquisadores realizaram uma análise paramétrica com três classes de aço de alta resistência (S460, S690 e S960) em 13.500 modelos numéricos para investigar o impacto dos parâmetros geométricos das aberturas na capacidade resistente à instabilidade no montante de alma. Como resultado, propuseram um novo fator para ajustar a equação original, levando em conta as propriedades específicas dos aços de alta resistência. Eles observaram que o limite

---

de escoamento influenciou a capacidade resistente à instabilidade no montante de alma, bem como o aumento do fator de expansão ( $h/h_0$ ) aumentou a capacidade de cisalhamento global. A redução da altura da seção transversal da viga diminuiu a capacidade resistente à capacidade de cisalhamento global, enquanto o aumento do raio da abertura da alma diminuiu a capacidade resistente da viga. Além disso, o aumento em  $a_0/h_0$  aumentou a capacidade resistente ao cisalhamento global, aproximando-se dos limites das curvas de flambagem do Eurocode 3 (EN 1993-1-1: 2005). Este estudo é destacado como o primeiro a explorar vigas de aço de alta resistência com aberturas na alma de base elíptica.

Rabi *et al.* (2024) desenvolveram métodos fundamentados em aprendizado de máquina para propor abordagens analíticas na determinação da capacidade resistente à instabilidade no montante de alma de vigas de aço de alta resistência com aberturas de base elíptica. O estudo começou com a validação de um modelo numérico com base em experimentos conduzidos por Tsavadaridis e D'Mello (2011), seguido por uma análise paramétrica que variou diversos parâmetros geométricos do perfil de aço e das aberturas de base elíptica. Foram criados 10.764 modelos numéricos para treinar e validar três algoritmos de aprendizado de máquina: redes neurais artificiais (RNA), regressão de máquina de vetores de suporte (SVM) e programação de expressão genética (GEP). Após o treinamento, os modelos produzidos por cada algoritmo foram avaliados com base em métricas de desempenho, incluindo coeficiente de determinação ( $R^2$ ), erro absoluto médio (MAE) e erro quadrático médio (EMQ), revelando que tanto RNA quanto SVM forneceram as previsões mais precisas e eficazes para a capacidade resistente à instabilidade no montante de alma de perfis de aço de alta resistência com aberturas de base elíptica. A RNA apresentou um  $R^2$  de 0,9984, MAE de 17,33 e EMQ de 27,17, enquanto a SVM alcançou um  $R^2$  de 0,9997, MAE de 6,55 e EMQ de 11,72. Este estudo demonstrou que os modelos gerados por algoritmos de aprendizado de máquina são eficientes na previsão da capacidade resistente à instabilidade no montante de alma de perfis de aço de alta resistência com aberturas de base elíptica, oferecendo uma abordagem inovadora e eficaz para análises estruturais dessa natureza.

Por fim, destaca-se que o único estudo disponível na literatura envolvendo vigas mistas de aço e concreto compostas por perfis de aço com aberturas de base elíptica é o trabalho conduzido por Santos *et al.* (2025). Nesse estudo, foi investigada, pela primeira vez, a capacidade resistente à instabilidade no montante de alma desse tipo de viga sob momento fletor positivo. Para alcançar esse objetivo, foram desenvolvidos modelos numéricos de elementos finitos, e um estudo paramétrico foi realizado, envolvendo 270 modelos com variações nos

---

parâmetros geométricos das aberturas e em diferentes condições de carregamento. O principal objetivo foi analisar a influência desses parâmetros na capacidade resistente à instabilidade no montante de alma, bem como avaliar a precisão de um modelo analítico previamente proposto por Ferreira *et al.* (2022) para a estimativa da capacidade resistente a esse tipo de instabilidade. Os resultados indicaram que vigas mistas com aberturas de base elíptica apresentam capacidade resistente superior à instabilidade no montante de alma quando comparadas a vigas com aberturas circulares. Além disso, verificou-se que a curva de flambagem ‘c’, prescrita pela norma europeia EN 1993-1-1:2022, conduz a resultados conservadores, enquanto a curva ‘α’, recomendada pela norma BS EN 1993-1-13:2024, fornece estimativas mais precisas para esse tipo de viga.

Diante do exposto, observa-se que as aberturas de base elíptica representam uma alternativa promissora às aberturas tradicionais em perfis de aço, apresentando vantagens significativas quanto à distribuição de tensões, rigidez estrutural, redução de peso e viabilidade de fabricação. Estudos experimentais e numéricos conduzidos por Tsavdaridis; D’Mello (2011, 2012), seguidos por trabalhos mais recentes que incorporam inteligência artificial e aços de alta resistência (Ferreira *et al.*, 2022, 2023; Rabi *et al.*, 2024; Shamass *et al.*, 2022), contribuíram de forma decisiva para o avanço no entendimento do comportamento estrutural dessas vigas. Destaca-se também a aplicação inovadora em vigas mistas de aço e concreto sob momento fletor positivo, conforme investigado por Santos *et al.* (2025), ampliando o campo de aplicação dessas geometrias. No entanto, apesar dos avanços já alcançados, verifica-se a inexistência de estudos que abordem o comportamento estrutural de perfis de aço com aberturas de base elíptica submetidos a situações de momento fletor negativo, evidenciando uma lacuna relevante na literatura técnica, a qual este estudo se propõe a investigar.

## 2.4 VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO COM ABERTURAS NAS ALMA SOB MOMENTO FLETOR NEGATIVO

Dentro do restrito conjunto de estudos experimentais que investigaram o comportamento de vigas alveolares mistas sob flexão negativa, merece destaque o trabalho conduzido por Salah (2009) e Gizejowski e Salah (2010). Estes pesquisadores analisaram um total de doze vigas, distribuídas em dois grupos de amostras. Seis vigas de vão longo foram estudadas para representar situações em que a flexão predomina no comportamento das vigas mistas, enquanto outras seis vigas de vão curto foram investigadas para representar casos em que o cisalhamento é predominante (Figura 2.9). As amostras tinham aberturas retangulares,

circulares e hexagonais, com duas amostras idênticas para cada tipo de abertura (mesma abertura e dimensões), mas com diferentes tipos de aço nos perfis. Os resultados indicaram que todas as amostras falharam de acordo com o critério de instabilidade lateral com distorção (FLD). As amostras de vão longo com aberturas circulares e hexagonais mostraram um deslocamento lateral da mesa inferior com leve distorção da alma. Por outro lado, em todas as amostras de vão curto com aberturas retangulares, os pesquisadores observaram um modo de falha torcional-distorcional, com uma contribuição relativamente menor das deformações laterais. Com base nos resultados experimentais, Salah (2009) desenvolveu uma formulação para determinar o momento último à FLD, a qual também é discutida em Gizejowski e Salah (2010).

Figura 2.9 - Vigas mistas com abertura circular ensaiadas por Salah (2009)



Fonte: Salah (2009)

Salah (2009) conduziu uma análise de sensibilidade em modelos numéricos desenvolvidos no programa Abaqus, os quais foram validados com resultados experimentais. Além disso, realizou um estudo paramétrico utilizando os modelos numéricos validados. Observou-se, por meio das deformações obtidas numericamente, que as vigas mistas compostas por perfis de aço cuja seções são classificadas como esbeltas falham devido à flexão excessiva, apresentando a instabilidade lateral com distorção antes de alcançar a carga do mecanismo Vierendeel no plano da viga. Por outro lado, Gizejowski e Salah (2011) empregaram duas estratégias diferentes de modelagem em elementos finitos para investigar o comportamento de vigas mistas contínuas com perfis celulares, a primeira denominada elemento finito casca-casca

(FE-SS). Neste modelo, elementos de casca fina de quatro nós com integração reduzida e cinco graus de liberdade por nó foram empregados para modelar os componentes do perfil de aço celular em forma de I. A laje de concreto armado foi modelada usando elementos de casca de quatro nós com integração reduzida. Já o segundo modelo denominado elemento finito casca-viga (FE-SB). Os elementos de casca fina de quatro nós com integração reduzida e cinco graus de liberdade por nó foram utilizados para modelar os componentes do perfil de aço celular em forma de I. Para laje de concreto armado, foram empregados elementos de viga tridimensionais de dois nós. A análise do comportamento no plano foi conduzida por meio de análise geometricamente linear, enquanto o comportamento de distorção fora do plano foi analisado geometricamente não linear. Segundo os autores, as investigações numéricas revelaram que a instabilidade é o modo de falha predominante para vigas de vãos mais curtos e para todos os tipos de aberturas analisadas. Eles também afirmam que a FLD em vigas de vãos curtos é caracterizada por um modo de instabilidade torcional-distorcional (interação FLD + FMA), enquanto em vigas de vãos longos o modo de instabilidade muda para distorção lateral (FLD).

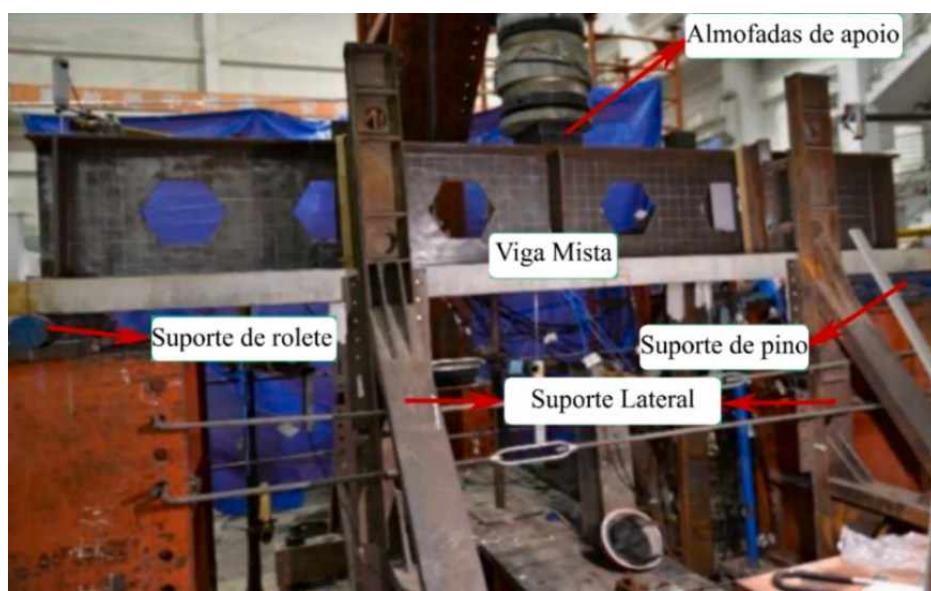
Ma *et al.* (2019) realizaram testes experimentais que avaliaram dois modelos de vigas casteladas mistas de aço e concreto em balanço. Os pesquisadores observaram fissuração na laje de concreto devido ao momento fletor negativo e instabilidades locais próximas aos apoios ou na região da primeira abertura da alma. Vale ressaltar que os autores não detectaram a FLD nos modelos experimentalmente testados. Isso pode ser atribuído ao perfil castelado utilizado pelos autores possuir uma seção robusta e aberturas pequenas, com altura de 200 e 220 mm, largura da mesa de 100 mm, espessura da alma e da mesa de 6 mm e 8 mm, respectivamente.

Com o objetivo de avaliar a influência dos parâmetros chave das aberturas circulares, do comprimento do vão destravado, das dimensões do perfil de aço e da distribuição do momento fletor em vigas mistas celulares de aço e concreto submetidas a momento fletor negativo, os autores Oliveira *et al.* (2022) realizaram um estudo paramétrico baseado em modelos de elementos finitos utilizando o programa Abaqus. Nesse estudo, foram desenvolvidos e analisados 360 modelos numéricos baseados nas condições de contorno dos ensaios experimentais de Tong *et al.* (2014). O principal modo de falha observado foi a instabilidade lateral com distorção (FLD). O parâmetro que mais influenciou o modo de falha das vigas analisadas foi a esbeltez do perfil: perfis com maior esbeltez foram mais suscetíveis à FLD. Além disso, a razão de espaçamento das aberturas teve grande impacto no modo de falha das vigas. Modelos com menor razão de espaçamento das aberturas começaram a apresentar plastificação do montante de alma, enquanto modelos com maior espaçamento

apresentaram instabilidade no montante de alma. Em relação ao tamanho das aberturas, verificou-se que quanto maiores as aberturas, menor a capacidade resistente da viga celular mista, além de apresentarem um deslocamento lateral característico da FLD maior.

Os autores Geng *et al.* (2023) realizaram testes em seis vigas casteladas mistas de aço e concreto e duas vigas casteladas de aço sob diversas condições de contorno e parâmetros influentes. Quanto às condições de contorno, foram considerados modelos nos quais o momento fletor negativo atuava isoladamente (CBB) e outros nos quais esse momento era combinado com força de cisalhamento (CBS) (Figura 2.10). Em relação aos parâmetros influentes, foram avaliadas a presença ou ausência de laje de concreto nas vigas, a proporção das aberturas hexagonais e a presença de enrijecedores nos montantes de alma. Os resultados indicaram que, quando o momento fletor negativo atua isoladamente, as vigas falham devido à instabilidade na mesa comprimida, enquanto, quando esse momento e a força de cisalhamento atuam em conjunto, a falha ocorre devido a instabilidades no montante de alma. Quanto à presença da laje de concreto, foi observado um aumento de 16,8% na capacidade resistente das vigas sob condições de contorno CBB e 7,2% sob condições de contorno CBS após sua adição. Além disso, o aumento na taxa de abertura, de 0,47 para 0,6, resultou em uma redução de 8,7% na capacidade de carga das vigas sob condições de trabalho CBB e 10,5% sob condições CBS. Por fim, os autores propuseram um método de cálculo para a capacidade de carga das vigas, considerando a atuação conjunta da força de cisalhamento sob momentos fletor negativos, cujos resultados foram consistentes com os valores experimentais.

Figura 2.10 - Vigas mistas na condição CBS ensaiadas por Geng *et al.* (2023)



Fonte: adaptado de Geng *et al.* (2023)

Os autores De Oliveira *et al.* (2023) revisaram diversas abordagens para avaliar a capacidade resistente à FLD em vigas alveolares mistas de aço e concreto em regiões de momento fletor negativo. Além disso, foi realizada uma comparação entre os resultados obtidos pelos modelos analíticos avaliados e os valores dos ensaios experimentais conduzidos por Salah (2009). Observa-se que as atuais diretrizes de projeto e cálculo não contemplam a verificação da FLD em vigas alveolares mistas de aço e concreto, limitando-se apenas às vigas mistas de aço e concreto sem aberturas na alma, negligenciando, assim, a interação entre a FLD e outros modos de instabilidade que ocorrem nessas vigas alveolares. Os autores concluíram que, mesmo com adaptações nas normas existentes e o uso de outros modelos analíticos para a verificação da FLD em vigas alveolares mistas, os resultados não são satisfatórios em comparação com os modelos experimentais. Portanto, enfatizam a necessidade do desenvolvimento de métodos de cálculo específicos para vigas alveolares mistas.

Em estudo mais recente, os autores Oliveira *et al.* (2025) conduziram estudos numéricos e experimentais para investigar o comportamento de vigas mistas de aço-UHPC com aberturas na alma do tipo casteladas, submetidas a momento fletor negativo. O principal objetivo foi analisar a capacidade resistente à instabilidade no montante de alma dessas vigas, considerando dois padrões geométricos de aberturas (Peiner e Anglo-Saxon), além de validar modelos numéricos capazes de simular esse comportamento. O estudo também avaliou a precisão de procedimentos normativos para a previsão da capacidade resistente à instabilidade no montante de alma em vigas compostas com lajes de Concreto de Ultra Alto Desempenho (UHPC). Os ensaios experimentais indicaram que as falhas ocorreram devido à interação entre a instabilidade no montante de alma e o mecanismo de Vierendeel, sendo observada uma redução na capacidade de carga em virtude da menor dimensão da seção em duplo “T” nas regiões das aberturas. As análises demonstraram que vigas com larguras menores de montante de alma apresentam maior suscetibilidade à instabilidade nessas regiões e que o uso de lajes de UHPC, embora mais esbeltas, proporciona maior rigidez inicial e eleva as cargas últimas quando comparadas a vigas compostas com lajes de concreto convencional. Por fim, verificou-se que o procedimento da norma BS EN 1993-1-13:2024 fornece resultados conservadores para a previsão da capacidade resistente à instabilidade do montante de alma, enquanto o AISC Design Guide 31 tende a superestimar essa capacidade resistente em vigas afetadas pelo mecanismo de Vierendeel.

Com base na revisão de literatura apresentada, fica clara a importância de um estudo mais aprofundado sobre a FLD em vigas mistas submetidas a momento fletor negativo. Essa

necessidade torna-se ainda mais evidente no caso de vigas mistas de aço e concreto com aberturas de base elíptica na alma, uma vez que não há estudos disponíveis sobre esse tema na bibliografia atual. Isso revela uma significativa lacuna de pesquisa que necessita ser investigada.

# CAPÍTULO 3

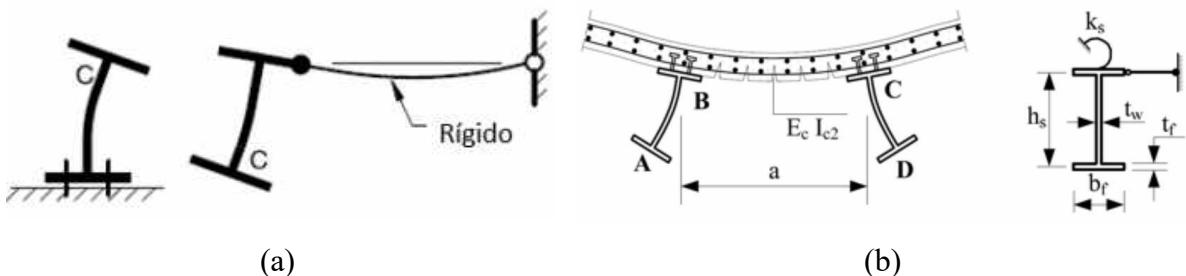
## MODELOS ANALÍTICOS

Neste capítulo, foram analisados os modelos analíticos presentes na literatura que tratam da verificação da instabilidade lateral com distorção em vigas mistas de aço e concreto. Além disso, será apresentada a metodologia empregada pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2024 e pelas normas europeias prEN 1994-1-1:2024 e EN 1993-1-1:2022 para a determinação da capacidade resistente dessas vigas à instabilidade lateral com distorção.

### 3.1 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS E PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO À INSTABILIDADE LATERAL COM DISTORÇÃO

Os protocolos normativos que avaliam a instabilidade lateral com distorção em vigas mistas contínuas ou semicontínuas fundamentam-se em duas abordagens principais: as teorias convencionais de instabilidade lateral com torção para vigas parcialmente restritas e o mecanismo em "U" invertido. A norma brasileira ABNT NBR 8800:2024, assim como a norma europeia Eurocode 4 (prEN 1994-1-1:2024), utilizam o mecanismo em "U" invertido para determinar o momento crítico elástico ( $M_{cr}$ ). Em contrapartida, normas como a australiana AS4100: 1998 R2016, AS/NZS 2327:2017 e as americanas AISC 360-16, AASHTO 2017, adotam as teorias convencionais de instabilidade lateral com torção para vigas parcialmente restritas na verificação da FLD. Essas metodologias estão ilustradas na Figura 3.1.

Figura 3.1 - Modelos utilizados pelas normas: (a) Vigas parcialmente restritas e (b) Mecanismo em “U” invertido.



Fonte: Adaptado de AS4100:1998 R2016 e EN 1994-1-1:2004

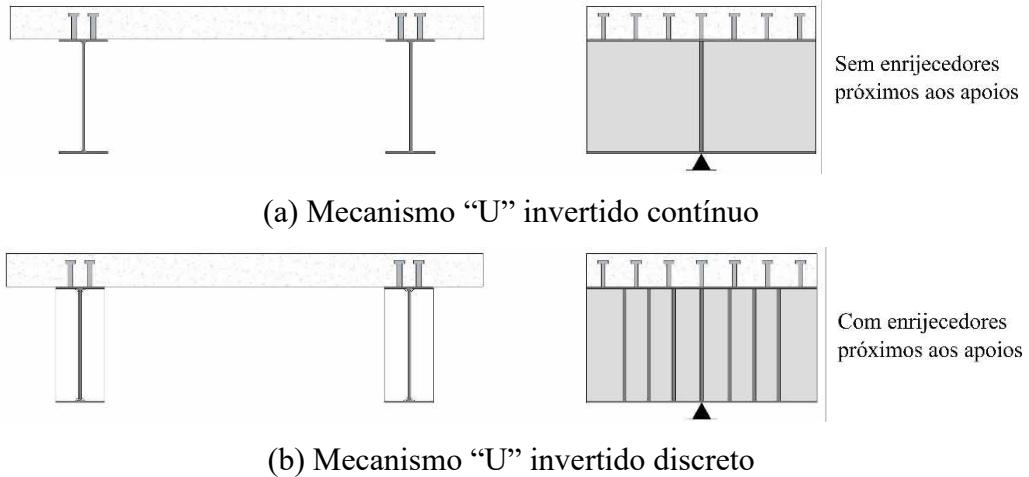
Neste trabalho, serão abordados exclusivamente os modelos analíticos baseados no mecanismo em "U" invertido para obtenção do momento crítico elástico. No entanto, os procedimentos normativos existentes não consideram vigas mistas com aberturas periódicas na alma, restringindo sua aplicabilidade a esse tipo específico de estrutura. Embora existam recomendações para o projeto de vigas mistas com aberturas na alma, como as fornecidas no SCI P355, AISC Design Guide 31 e BS prEN 1993-1-13:2024 essas diretrizes não incluem a verificação da FLD nessas estruturas, nem abrangem perfis de aço ou vigas mistas com aberturas de base elíptica.

### 3.1.1 Mecanismo “U” invertido

Como mencionado anteriormente, o mecanismo em "U" invertido é o modelo estabelecido pelas normas ABNT NBR 8800:2024 e prEN 1994-1-1:2024 para determinar o momento crítico elástico ( $M_{cr}$ ). Nesse modelo, assume-se que a laje de concreto está apoiada sobre dois ou mais perfis de aço paralelos, sendo essa configuração a mais adequada para representar o comportamento à FLD. Essa abordagem é mais precisa quando comparada ao modelo de viga mista com seção transversal composta por um único perfil de aço sobreposto por uma laje de concreto, pois representa de maneira mais realista as restrições aos deslocamentos laterais e à torção, impostas à mesa inferior do perfil de aço pela alma, pela laje de concreto e pela conexão de cisalhamento. Além disso, o uso do mecanismo em "U" está em conformidade com as práticas usuais da construção civil, onde frequentemente são utilizados sistemas de pisos compostos por vigas de aço paralelas e igualmente espaçadas sob a laje de concreto (Oliveira, 2018).

Na literatura científica, são descritos dois tipos de mecanismos em "U" invertido: o contínuo e o discreto. No mecanismo "U" invertido contínuo (Figura 3.2a), a viga mista de aço e concreto possui enrijecedores verticais apenas nos apoios internos, com a restrição da mesa comprimida sendo garantida exclusivamente pela laje de concreto e pela alma não enrijecida do perfil de aço. Já no mecanismo "U" invertido discreto (Figura 3.2b), o perfil de aço conta com enrijecedores transversais soldados à alma do perfil, distribuídos regularmente ao longo da região de momento negativo, contribuindo para a restrição à FLD. As normas de cálculo, entretanto, consideram apenas o mecanismo contínuo (Oliveira, 2018).

Figura 3.2 - Tipos de mecanismo “U” invertido



Fonte: Autor (2025)

As metodologias que se baseiam no mecanismo em “U” invertido iniciam com a determinação do  $M_{cr}$  para então calcular o momento último ( $M_u$ ) à FLD. Neste contexto, uma grandeza fundamental para determinação do  $M_{cr}$  é a rigidez rotacional da viga mista ( $k_r$ ), também tratada como rigidez rotacional do mecanismo “U” invertido. Essa rigidez, aplicada a uma mola de rotação situada na mesa superior de um perfil de aço, permite reproduzir a influência do mecanismo "U" invertido no momento fletor resistente à FLD, considerando a flexão da laje, a distorção da alma e a deformação da conexão de cisalhamento. De forma prática, a rigidez rotacional ( $k_r$ ) apresentada na Equação 3.1, é considerada como a resultante de uma associação em série entre a rigidez à flexão da laje fissurada ( $k_1$ ) e pela rigidez à flexão transversal da alma do perfil de aço ( $k_2$ ) e a rigidez da conexão de cisalhamento ( $k_3$ ) (Oliveira *et al.*, 2021).

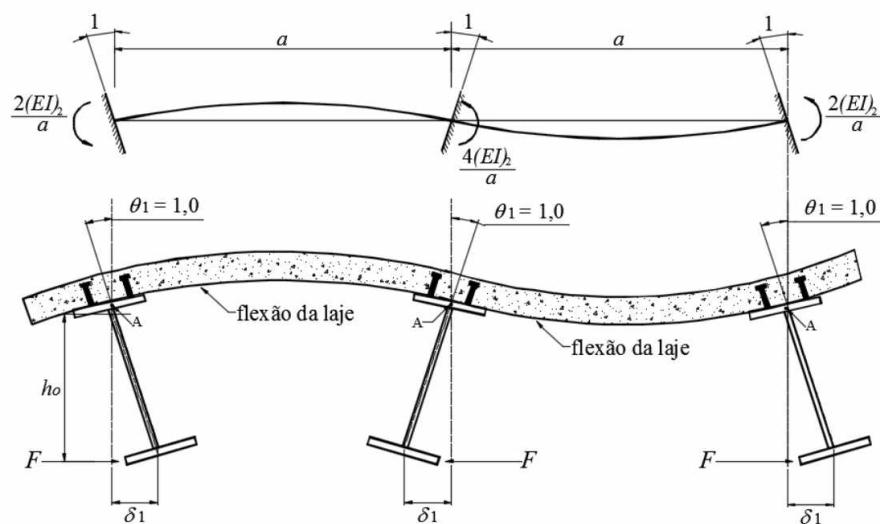
$$k_r = \left( \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} \right)^{-1} \quad (3.1)$$

Para calcular a rigidez à flexão na direção longitudinal da laje fissurada ( $k_1$ ), a laje é considerada como uma viga engastada nos perfis. Essa rigidez é determinada pelos momentos fletores gerados ao se aplicarem rotações unitárias nos engastes (Figura 3.3) e, de maneira geral, pode ser expressa segundo a Equação 3.2:

$$k_1 = \frac{\alpha(EI_c)_2}{a} \quad (3.2)$$

onde  $\alpha$  é um parâmetro que varia conforme a posição da viga mista: adota-se  $\alpha$  igual a 2 quando a viga está na extremidade da laje, 3 quando a viga é interna, e, para vigas internas em sistemas com quatro ou mais vigas semelhantes, pode-se considerar  $\alpha$  igual a 4. O termo  $(EI_c)_2$  representa a rigidez à flexão da seção mista homogeneizada da laje, desconsiderando o concreto tracionado, por unidade de comprimento da viga. Esse valor é tomado como o menor entre as rigidezes no meio do vão e no apoio interno. Já  $a$  é a distância entre as vigas paralelas no mecanismo em "U" invertido.

Figura 3.3 - Rigidez à flexão da laje fissurada



Fonte: Calenzani (2008)

Por fim, a rigidez à flexão da alma do perfil de aço ( $k_2$ ) pode ser calculada utilizando a Equação 3.3, na qual a alma do perfil é modelada como uma placa engastada no centro geométrico da mesa superior e livre no centro geométrico da mesa inferior.

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) d_g} \quad (3.3)$$

onde  $E_a$  o módulo de elasticidade do perfil de aço,  $t_w$  a espessura da alma da seção-I,  $\nu_a$  o coeficiente de Poisson do aço estrutural, e  $d_g$  a distância entre os centroides das mesas da seção-I.

---

A rigidez a flexão da conexão de cisalhamento ( $k_3$ ) representa o momento atuante no centro geométrico da mesa superior quando se impõe uma rotação unitária para a ligação entre o perfil de aço e a laje de concreto armado. Segundo Johnson e Molenstra (1990) e Dietrich *et al.* (2017), o valor dessa rigidez possui pouca influência na rigidez rotacional  $k_r$ . No caso de conexões de cisalhamento com dois conectores, sua contribuição é de apenas 1%, e inferior a 5% quando há apenas um conector de cisalhamento. Diante disso, a rigidez  $k_3$  é desconsiderada nos cálculos.

Por fim, desconsiderando a rigidez da conexão de cisalhamento ( $k_3$ ), a rigidez rotacional da viga mista ( $k_r$ ) é pode ser calculada segundo a Equação 3.4, considerando apenas a rigidez da laje de concreto armado fissurada ( $k_1$ ) e a rigidez do perfil de aço ( $k_2$ ).

$$k_r = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (3.4)$$

### 3.1.2 Cálculo do Momento Crítico Elástico à FLD

Para modelos analíticos baseados no mecanismo em "U" invertido, a determinação do momento crítico elástico é essencial para calcular o momento último à FLD em vigas mistas de aço e concreto. Nesta subseção, são apresentados os principais métodos analíticos disponíveis na literatura atual que propõem metodologias para prever o momento crítico elástico em vigas mistas de aço e concreto compostas por perfis de alma cheia. A subseção 3.1.2.1 descreve o modelo proposto por Roik *et al.* (1990), que é adotado pela versão antiga da norma brasileira (ABNT NBR 8800:2008) e pela versão antiga do EC4 (ENV 1994-1-1:1992). Em seguida, a subseção 3.1.2.2 apresenta o modelo de Dias *et al.* (2019), que propõe uma nova equação para determinar o  $M_{cr}$  adotado na versão mais atual da norma brasileira ABNT NBR 8800:2024.

#### 3.1.2.1 Modelo de Roik *et al.* (1990)

Para determinação do momento crítico elástico na região de momento fletor negativo de vigas mistas de aço e concreto, Roik *et al.* (1990) adotaram o mecanismo em “U” invertido em seu modelo analítico e propuseram uma equação deduzida pelo método da energia, considerando uma viga mista de aço e concreto com dois perfis de aço paralelos. A viga mista adotada está sujeita a momentos de extremidade de sentidos opostos, que ocasionam um diagrama de momento fletor negativo constante ao longo do vão e  $M_{cr}$  é o momento de

bifurcação da posição de equilíbrio, considerando a resposta do mecanismo “U” contínuo à FLD. Segundo Roik *et al.* (1990), o  $M_{cr}$  pode ser determinado segundo a Equação 3.5.

$$M_{cr} = \frac{C_{dist}\alpha_g}{L} \sqrt{\left( G_a J + \frac{k_r L^2}{\pi^2} \right) E_a I_{af,y}} \quad (3.5)$$

onde  $E_a$  e  $G_a$  são os módulos de elasticidade longitudinal e transversal do perfil de aço, respectivamente,  $J$  a constante de torção do perfil,  $I_{af,y}$  o momento de inércia da mesa inferior em relação ao eixo y do perfil I,  $L$  o comprimento da viga entre os apoios verticais,  $k_r$  a rigidez rotacional da viga mista, conforme Subseção 3.1.1,  $C_{dist}$  é um fator que leva em consideração a distribuição do momento fletor ao longo do comprimento  $L$  da viga. Por fim o fator  $\alpha_g$  está relacionado à geometria da seção transversal da viga mista e é dado pela Equação 3.6.

$$\alpha_g = \frac{h_0 I_x / I_{ax}}{\frac{(y_f - y_s)^2 + \frac{(I_{ax} + I_{ay})}{A_a}}{\frac{AI_{ax}}{A_a y_c (A - A_a)}} + 2 \left[ y_f - \left( y_s - \int_{A_a} \frac{y(x^2 + y^2)}{2I_{ax}} dA \right) \right]} \quad (3.6)$$

Caso o momento de inércia em relação ao eixo y da mesa inferior do perfil de aço,  $I_{af,y}$ , for maior do que a metade do momento de inércia com relação ao eixo y do perfil de aço,  $I_{ay}$ , o fator  $\alpha_g$ , pode ser obtido pela Equação 3.7.

$$\alpha_g = \frac{h_0 I_x / I_{ax}}{\frac{(y_f - y_s)^2 + \frac{(I_{ax} + I_{ay})}{A_a}}{\frac{AI_{ax}}{A_a y_c (A - A_a)}} + 2 \left[ y_f - 0,4h_0 \left( 2 \frac{I_{af,y}}{I_{ay}} - 1 \right) \right]} \quad (3.7)$$

Caso a seção transversal do perfil de aço seja duplamente simétrica, o fator  $\alpha_g$  pode ser obtido pela Equação 3.8.

$$\alpha_g = \frac{\frac{h_0 I_x / I_{ax}}{h_0^2 / 4 + \frac{(I_{ax} + I_{ay})}{A_a} + h_0}}{\frac{AI_{ax}}{A_a y_c (A - A_a)}} \quad (3.8)$$

onde  $h_0$  é a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil de aço,  $A$  e  $A_a$  são as áreas da seção mista na região de momento fletor negativo (perfil de aço mais armadura da laje) e a área do perfil de aço, respectivamente,  $y_f$  representa a distância entre o centro de rotação e o centro de torção do perfil de aço,  $y_s$  representa a distância entre o centro de torção ao centro geométrico do perfil de aço,  $y_c$  é a distância entre o centro geométrico do perfil de aço até a metade da altura da laje de concreto armado,  $I_x$  é o momento de inércia da seção mista na região de momento fletor negativo (perfil de aço mais armadura da laje) em relação ao eixo x e por fim,  $I_{ax}$  e  $I_{ay}$  são os momentos de inércia da seção de aço com relação a seus eixos baricêntricos, x e y, respectivamente.

O coeficiente  $C_{dist}$  é tomado como os valores apresentados na Tabela 3.1 da ABNT NBR 8800:2024, considerando vãos sem cargas transversais. Para situações de momento fletor variável, assume-se  $C_{dist}=11,1$ , enquanto para momentos fletores uniformes, considera-se  $C_{dist}=6,2$ . Esses valores foram utilizados neste trabalho.

Tabela 3.1 - Valores de  $C_{dist}$  em vigas mistas contínuas para vãos sem carga transversal obtidos por Roik *et al.* (1990)

Condições de carregamento e apoio	Diagrama de momento fletor <sup>1</sup>	$C_{dist}$				
		$\Psi=0,00$	$\Psi=0,25$	$\Psi=0,50$	$\Psi=0,75$	$\Psi=1,00$
		11,1	9,5	8,2	7,1	6,2

Nota:

<sup>1</sup>  $M$  é o maior momento negativo solicitante de cálculo, em módulo, no trecho analisado, sendo que os valores de  $\Psi$  maiores que 1,00 devem ser tomados iguais a 1,00.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8800:2008

### 3.1.2.2 Modelo de Dias *et al.* (2019)

Dias *et al.* (2019) realizou um estudo para avaliar o momento crítico elástico obtido pelas propostas de Roik *et al.* (1990). Os resultados indicaram que a metodologia de Roik *et al.* (1990) não apresentou resultados satisfatórios, com erros médios de 12,41% para vigas mistas submetidas a momento fletor negativo uniforme. Diante desses resultados, Dias *et al.* (2019)

propôs um novo procedimento para determinar o momento crítico elástico de vigas mistas sob momento fletor negativo uniforme, utilizando a teoria de vigas sobre fundações elásticas. O modelo proposto para essa determinação é apresentado a seguir na Equação 3.9.

$$M_{cr} = \frac{k_g}{h_0} \left\{ G_a J + \frac{E_a C_{w,d}}{L^2} \left[ (n\pi)^2 + \left( \frac{\eta_b}{n\pi} \right) \right] \right\} \quad (3.9)$$

onde  $h_0$  é a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil de aço,  $E_a$  e  $G_a$  é o módulo de elasticidade longitudinal e transversal do aço respectivamente,  $J$  a constante de torção do perfil de aço,  $C_{w,d}$  é a constante de empenamento calculada com relação ao ponto situado no centro geométrico da mesa superior do perfil de aço,  $L$  o comprimento da viga entre os apoios verticais,  $k_g$  um fator relacionado à geometria da seção mista determinado por meio da Equação 3.10.

$$k_g = \frac{I_x}{I_{ax}} (0,31 + 0,69 \times 0,05^{\bar{y}/h_0}) \quad (3.10)$$

onde  $I_x$  é o momento de inércia da seção mista na região de momento negativo (perfil de aço mais armadura da laje) em relação ao eixo x,  $I_{ax}$  é o momento de inércia da seção de aço em relação ao seu eixo principal de maior inércia,  $\bar{y}$  é a distância entre o centroide da seção mista e o centroide do perfil de aço e  $h_0$  é a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil de aço

Na Equação 3.9,  $\eta_b$  é um fator associado à rigidez rotacional do mecanismo U e à viga de aço, calculado seguindo a Equação 3.11.

$$\eta_b = \sqrt{\frac{k_r L^4}{E_a I_{af,y} h_0^2}} \quad (3.11)$$

onde  $k_r$  é a rigidez rotacional da viga mista, conforme Subseção 3.1.1,  $L$  o comprimento da viga entre os apoios verticais,  $E_a$  o módulo de elasticidade longitudinal do aço do perfil estrutural,  $I_{af,y}$  é o momento de inercia da mesa inferior do perfil de aço com relação ao eixo y e  $h_0$  é a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil de aço.

Por fim, na Equação 3.9,  $n$  é o número de semiondas do modo de flambagem que por sua vez é calculado conforme a Equação 3.12 e Equação 3.13.

$$n_{id} = \frac{\sqrt{\eta_b}}{\pi} \quad (3.12)$$

$$n = \begin{cases} n_1, & \text{se } n_{id} \leq \sqrt{n_1 n_2} \\ n_2, & \text{se } n_{id} > \sqrt{n_1 n_2} \end{cases} \quad (3.13)$$

onde  $n_1$  é o número inteiro imediatamente abaixo de  $n_{id}$  e  $n_2$  é o número imediatamente acima de  $n_{id}$ .

A proposta de Dias *et al.* (2019) foi originalmente desenvolvida para aplicação exclusiva em vigas mistas submetidas a momento fletor uniforme. A norma brasileira ABNT NBR 8800:2024 ao adotar a metodologia de Dias *et al.* (2019), para cálculo do  $M_{cr}$ , introduz o coeficiente  $C_{dist}$ , com o objetivo de contemplar diferentes distribuições de momentos fletores negativos. Esse coeficiente ajusta o valor final da Equação 3.11 de acordo com a distribuição do momento fletor. No presente estudo, para os modelos submetidos a momento fletor variável, foi utilizado o valor  $C_{dist} = 1,19$ , enquanto os modelos submetidos a momento fletor uniforme o valor de  $C_{dist} = 1,00$  conforme Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Valores de  $C_{dist}$  em vigas mistas contínuas para vãos sem carga transversal adotados pela ABNT NBR 8800:2024

Condições de carregamento e apoio	Diagrama de momento fletor <sup>1</sup>	$C_{dist}$				
		$\Psi=0,00$	$\Psi=0,25$	$\Psi=0,50$	$\Psi=0,75$	$\Psi=1,00$
		1,19	1,15	1,11	1,06	1,00

Nota:

<sup>1</sup>  $M$  é o maior momento negativo solicitante de cálculo, em módulo, no trecho analisado, sendo que os valores de  $\Psi$  maiores que 1,00 devem ser tomados iguais a 1,00.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8800:2024

### 3.1.3 Previsão do Momento Último à FLD

Após a apresentação das principais metodologias que se baseiam no mecanismo em "U" invertido para a determinação do momento crítico elástico, o próximo passo é a determinação do momento último ( $M_u$ ) à FLD sob diferentes abordagens normativas. Na subseção 3.1.3.1 será apresentada uma visão geral dos métodos normativos quanto a determinação do  $M_u$ . Na

seção 3.1.3.2, será discutido o procedimento de cálculo do momento último conforme a norma brasileira ABNT NBR 8800:2024. Em seguida, na seção 3.1.3.3, será apresentado o procedimento de cálculo segundo as normas europeias prEN 1994-1-1:2024 e EN 1993-1-1:2022.

### 3.1.3.1 Visão geral dos métodos normativos

Tanto a norma brasileira ABNT NBR 8800:2024 quanto a norma europeia prEN 1994-1-1:2024 apresentam um método aproximado para determinar o momento resistente ou momento último à instabilidade lateral com distorção em vigas mistas contínuas e semicontínuas, que de forma resumida, consiste inicialmente na determinação do  $M_{cr}$  com base no modelo do mecanismo em “U” invertido apresentado anteriormente na subseção 3.1.1 e posteriormente é determinado o parâmetro de esbeltez, dado pela Equação 3.14 (adotando a nomenclatura da ABNT NBR 8800:2024). Ressalta-se, ainda, que ambas as normas – ABNT NBR 8800:2024 e prEN 1994-1-1:2024 – permitem a obtenção do valor de  $M_{cr}$  por meio de análises numéricas de estabilidade elástica.

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{M_{Rk}^-}{M_{cr}}} \quad (3.14)$$

onde  $M_{Rk}^-$  é o momento fletor resistente nominal da viga na região de momento fletor negativo, considerando a seção transversal composta pelo perfil de aço e a armadura longitudinal (na direção do eixo da viga) da laje de concreto e  $M_{cr}$  é o momento crítico elástico.

Determinado o valor de  $\lambda_{dist}$ , entra-se o valor em uma curva de resistência à compressão axial e obtém-se o fator de redução ( $\chi_{dist}$ ), por fim, o valor do momento resistente de cálculo é obtido por meio da Equação 3.15.

$$M_{dist,Rd}^- = \chi_{dist} M_{Rd}^- \quad (3.15)$$

onde  $M_{Rd}^-$  é o momento fletor resistente de cálculo da seção transversal na região de momento negativo determinado de forma similar a  $M_{Rk}^-$ , com a introdução dos coeficientes de ponderação da resistência para redução das resistências ao escoamento dos aços do perfil e da armadura longitudinal da laje.

Para determinação do momento fletor resistente de cálculo,  $M_{Rd}^-$  (utilizado na equação 3.15), a ABNT NBR 8800:2024 e a norma europeia prEN 1994-1-1:2024 (para perfis classe 1 e 2) recomendam considerar esse momento como o momento de plastificação da seção mista, obtido conforme Equação 3.16 e Figura 3.4.

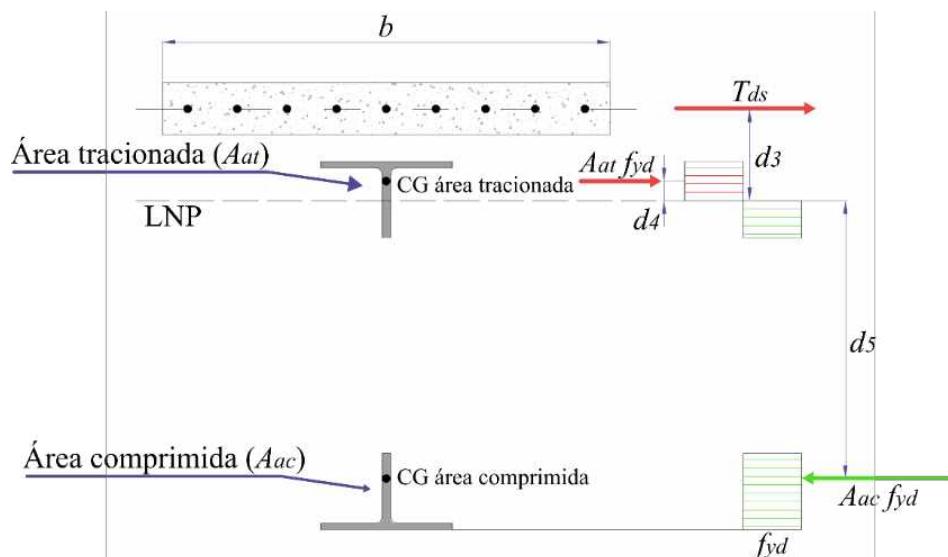
$$M_{Rd}^- = T_{ds}d_3 + A_{at}f_{yd}d_4 + A_{ac}f_{yd}d_5 \quad (3.16)$$

onde:  $A_{at}$  é a área tracionada da seção do perfil de aço,  $A_{ac}$  é a área comprimida da seção do perfil de aço,  $d_3$  é a distância do centro geométrico da armadura longitudinal à linha neutra plástica (LNP),  $d_4$  é a distância da LNP à força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil,  $d_5$  é a distância da LNP à força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil de aço e por fim,  $f_{yd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço do perfil e por fim,  $T_{ds}$  é a força resistente de tração de cálculo nas barras da armadura longitudinal dada pela Equação 3.17.

$$T_{ds} = A_{sl}f_{sd} \quad (3.17)$$

onde:  $A_{sl}$  é a área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto e  $f_{sd}$  é resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

Figura 3.4 - Distribuição de tensões para momento fletor negativo na seção duplo tê de vigas com aberturas na alma



Fonte: Autor (2025)

---

### 3.1.3.2 Cálculo do momento resistente segundo a ABNT NBR 8800:2024

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2024 estabelece algumas condições para a determinação do momento resistente à FLD. A primeira é a necessidade de garantir um número suficiente de conectores de cisalhamento para absorver os esforços horizontais entre o perfil de aço e a laje de concreto. A segunda condição é assegurar que não ocorra instabilidade local nas mesas ou na alma do perfil de aço. Para isso, a norma exige o uso de perfis de aço que possuam as relações de dimensões, indicadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Limites para dimensões da seção do perfil I segundo a ABNT NBT 8800:2024

Alma	Mesa
$\frac{h_p}{t_w} = 3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	$\frac{b_f}{2t_f} = 0,38 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8800:2024

onde  $h_p$  é duas vezes a distância da linha neutra plástica da seção transversal à face interna da mesa comprimida,  $t_w$  é a espessura da alma,  $E_a$  é o módulo de elasticidade longitudinal do perfil de aço,  $f_y$  a resistência ao escoamento do perfil de aço,  $t_f$  a espessura da mesa do perfil,  $b_f$ .

Verificado a utilização de perfis de aço compacto é então determinado o parâmetro de esbeltez conforme Equação 3.14 utilizando o  $M_{cr}$  determinado pela equação de Dias *et al.* (2019). É determinado então o fator de redução  $\chi_{dist}$  por meio da curva de resistência à compressão axial por meio das Equações 3.18 e 3.19. Além disso, caso o  $\lambda_{dist}$  obtido for inferior a 0,4, pode-se, portanto, adotar  $\chi_{dist}$  igual a 1,0.

$$\lambda_{dist} > 1,5 : \chi_{dist} = 0,877/\lambda_{dist}^2 \quad (3.18)$$

$$\lambda_{dist} \leq 1,5 : \chi_{dist} = 0,658^{\lambda_{dist}^2} \quad (3.19)$$

Para facilitar a determinação do parâmetro  $\lambda_{dist}$ , a norma brasileira ABNT NBR 8800:2024 propõe uma equação simplificada, destinada a perfis com seções duplamente simétricas, que é apresentada na Equação 3.20.

---


$$\lambda_{dist} = 5,0 \left( 1 + \frac{t_w h_0}{4 b_f t_f} \right) \left[ \left( \frac{f_y}{E_a C_{dist}} \right) \left( \frac{h_0}{t_w} \right)^3 \left( \frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{0,25} \quad (3.20)$$

onde  $h_0$  é a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil de aço,  $E_a$  é o módulo de elasticidade longitudinal do perfil de aço,  $f_y$  a resistência ao escoamento do perfil de aço,  $t_w$  a espessura da alma do perfil,  $t_f$  a espessura da mesa do perfil,  $b_f$  a largura da mesa do perfil e  $C_{dist}$  é o coeficiente que depende da distribuição de momento fletor negativo no comprimento  $L$  da viga mista.

Por fim, o momento resistente de cálculo ou momento último à FLD pode ser obtido pela multiplicação do fator de redução pelo momento fletor resistente de cálculo, assumido como o momento de plastificação da seção mista, considerando os coeficientes de segurança aplicados às resistências dos materiais que a compõem.

### 3.1.3.3 Cálculo do momento resistente segundo o prEN 1994-1-1:2024 e EN 1993-1-1:2022

A norma europeia prEN 1994-1-1:2024 estabelece um procedimento de cálculo do momento resistente à FLD apenas para perfis de aço com seção transversal I de alma cheia que pertençam às classes 1,2 ou 3, ou seja, um perfil que não sofre instabilidade local em regime elástico.

A classificação do perfil é determinada pela esbeltez da alma e da mesa do perfil em I, obtida pela razão entre a largura do elemento comprimido e sua espessura. Esse valor é então comparado com os limites estabelecidos no Eurocode 3 (EN 1993-1-1:2022). Se a esbeltez da alma ou da mesa ultrapassar os valores limites da classe 1, devem ser calculados os limites para a classe 2. Caso os valores de esbeltez dos componentes do perfil excedam os limites da classe 2, devem ser calculados os limites para a classe 3. Se a esbeltez do perfil ultrapassar também os valores da classe 3, o procedimento normativo presente na prEN 1994-1-1:2024 não poderá ser empregado.

O parâmetro de esbeltez, é denominado  $\bar{\lambda}_{LT}$  (nomenclatura da prEN 1994-1-1:2024) e determinado segundo a Equação 3.14, sendo o momento fletor resistente nominal ( $M_{Rk}^-$ ), tomado como o momento de plastificação da seção mista para perfis de classe 1 e 2, para perfis classificados como de classe 3, é tomado como o momento correspondente ao início do escoamento do perfil de aço. Para determinação do  $M_{cr}$  necessário para determinação do parâmetro de esbeltez, a norma europeia prEN 1994-1-1:2024 não apresenta uma expressão

para sua determinação, mas recomenda a adoção de modelos analíticos que se basearam no mecanismo em “U” invertido, ou adoção de um  $M_{cr}$  obtido por meio de análise numérica de estabilidade elástica.

O fator de redução é denominado  $\chi_{LT}$  de acordo com o prEN 1994-1-1:2024 e obtido com base nas quatro curvas de resistência à compressão axial denominadas a, b, c e d, fornecidas no Eurocode 3 EN 1993-1-1:2022, a escolha da curva se dá pelo tipo de fabricação do perfil de aço e das dimensões da seção transversal conforme Tabela 3.4, onde  $h$  é a altura total do perfil de aço e  $b$  a largura da mesa do perfil. Para determinação do fator de redução é imprescindível a determinação do parâmetro auxiliar ( $\phi_{LT}$ ) por meio da Equação 3.21.

Tabela 3.4 - Curvas de resistência recomendadas

Seção transversal	Limites	Curva
Laminada	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Soldada	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d

Fonte: EN 1993-1-1:2022

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (3.21)$$

onde,  $\alpha_{LT}$  é um fator de imperfeição determinado em função das características geométricas da seção transversal do perfil I, conforme Tabela 3.5.

Tabela 3.5- Valores recomendado de fator de imperfeição

Curvas de resistência	a	b	c	d
Fator de imperfeição ( $\alpha_{LT}$ )	0,21	0,34	0,49	0,76

Fonte: EN 1993-1-1:2022

Dessa forma é possível calcular o fator de redução ( $\chi_{LT}$ ), conforme Equação 3.22.

$$\chi_{LT} = \left[ \phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right]^{-1} \leq 1 \quad (3.22)$$

Após a determinação do fator de redução ( $\chi_{LT}$ ), este é multiplicado ao momento fletor resistente de cálculo na região de momento negativo ( $M_{Rd}$ ), para obtenção do momento resistente de cálculo ou momento último à FLD.

O presente trabalho também investigou a possibilidade de adoção do modelo de cálculo do coeficiente de redução para a instabilidade lateral com torção em vigas compostas por seções de dupla simetria (I ou H), com restrições do tipo garfo em ambas as extremidades, aqui referenciado como caso específico apresentado no Eurocode 3 (EN 1993-1-1:2022). A principal diferença entre o caso específico e o caso geral (apresentado anteriormente, no qual a norma europeia prEN 1994-1-1:2024 se baseia e recomenda) reside no método de obtenção do fator de redução. Enquanto no caso geral a norma EN 1993-1-1:2022 fornece curvas gerais de resistência (curvas a, b, c e d) para enquadramento das vigas mistas, no caso específico não há tais curvas generalizadas. Nesse caso, uma curva de resistência é gerada individualmente para cada situação avaliada, considerando as propriedades geométricas do perfil e as condições de contorno do elemento. Nesse contexto, as Equações 3.23-3.27 apresentam as formulações presente no EN 1993-1-1:2022 para determinação do fator de redução ( $\chi_{LT}$ ) para o caso específico a ser posteriormente multiplicado pelo  $M_{Rd}$  para obtenção do momento último à FLD.

$$\chi_{LT} = \frac{f_M}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - f_M \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad (3.23)$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[ \left\{ 1 + f_M \left[ \left( \frac{\bar{\lambda}_{LT}}{\bar{\lambda}_z} \right)^2 \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \right\} \right] \quad (3.24)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (3.25)$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr}}} \quad (3.26)$$

$$\alpha_{LT} = 0.12 \sqrt{\frac{W_{el,x}}{W_{el,y}}} : \alpha_{LT} \leq 0.34 \quad (3.27)$$

onde,  $\alpha_{LT}$  é o fator de imperfeição;  $W_{el,x}$  e  $W_{el,y}$  são os módulos de seção elásticos para flexão em torno dos eixos x-x e y-y, respectivamente;  $N_{Rk}$  o valor característico da resistência à força

axial;  $N_{cr}$  é a carga crítica elástica à compressão para o modo de flambagem relevante, baseada nas propriedades da seção bruta;  $\bar{\lambda}_z$  é a esbeltez relativa para flambagem por flexão no eixo de menor inercia (y-y);  $f_M$  é um fator que considera o efeito da distribuição do momento fletor entre restrições laterais discretas, tomado como 1,0 e 1,25 para situações em que não existem carregamento no vão livre e considerado momento fletor uniforme e variável respectivamente;  $\bar{\lambda}_{LT}$  é o parâmetro de esbeltez; e por fim,  $\phi_{LT}$  o coeficiente de estabilidade.

---

# CAPÍTULO 4

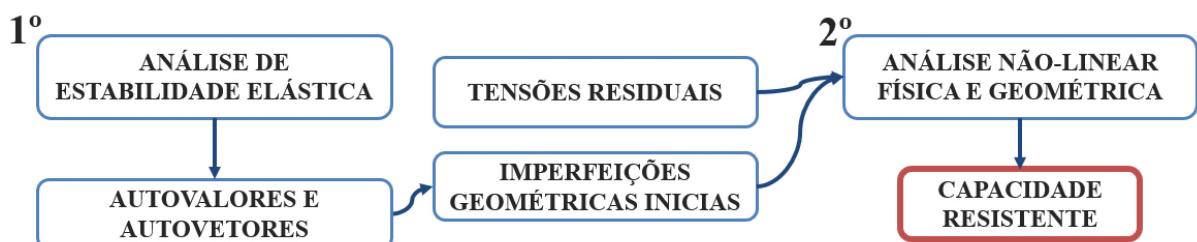
# MODELAGEM NUMÉRICA

Neste capítulo, apresenta-se o desenvolvimento de dois modelos numéricos elaborados no programa Abaqus. O primeiro modelo trata de vigas mistas de aço e concreto com alma cheia, submetidas a momento fletor negativo, com base nos ensaios experimentais conduzidos por Tong *et al.* (2014), os quais serviram de referência para o estudo paramétrico realizado neste trabalho. O segundo modelo aborda vigas mistas de aço e concreto com aberturas na alma, submetidas a momento fletor, a partir dos ensaios experimentais de Salah (2009). Primeiramente, discute-se a metodologia de análise empregada nos modelos numéricos, seguida pela descrição do processo de calibração de cada um dos três modelos e pela comparação dos resultados com os ensaios experimentais correspondentes.

## 4.1 ANÁLISES

As análises serão processadas por meio do programa Abaqus, em duas etapas para cada viga: a primeira será conduzida uma análise de estabilidade elástica e posteriormente uma análise não linear física e geométrica seguindo o fluxograma na Figura 4.1.

Figura 4.1 - Fluxograma do processo de análise dos modelos numéricos



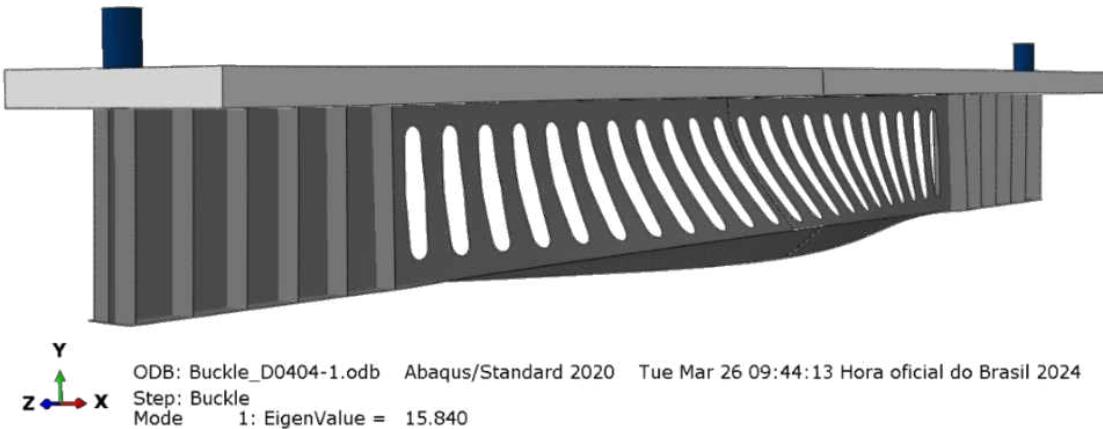
Fonte: Autor (2025)

### 4.1.1 Análise de estabilidade elástica

A análise de estabilidade elástica é conduzida com o objetivo de estimar a carga crítica de flambagem elástica e obtenção do modo de deformação referente a essa carga. Para isso, utiliza-se o método de perturbação linear "*Buckle*", que permite estimar a carga de flambagem

elástica por meio da obtenção de autovalores e seus respectivos autovetores (Figura 4.2). Neste método, a carga de flambagem elástica é determinada multiplicando-se o primeiro autovalor positivo pela carga externa aplicada na estrutura no estado inicial. É importante destacar que neste tipo de análise não são consideradas imperfeições na estrutura. Portanto, a carga de flambagem elástica resultante não necessariamente corresponde à carga de colapso da estrutura real. Dessa forma, a análise de estabilidade elástica é principalmente utilizada para estimar cargas críticas de flambagem em estruturas e pode ser empregada como uma abordagem inicial para a análise não linear física e geométrica, associada a uma imperfeição geométrica inicial (Ferreira *et al.*, 2021).

Figura 4.2 - Autovalor no modo “Buckle”

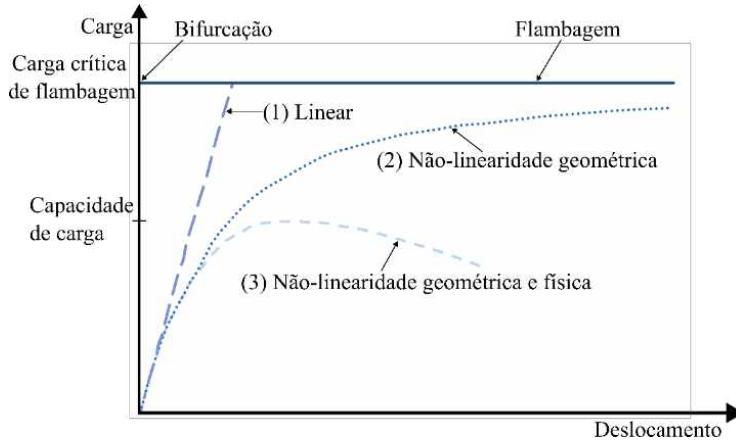


Fonte: Autor (2025)

#### 4.1.2 Análise não-linear física e geométrica

Finalizada a fase de análise de estabilidade elástica, prossegue-se com a análise não linear física e geométrica, levando em conta as tensões residuais no perfil, assim como as imperfeições geométricas iniciais. A configuração da estrutura na análise de estabilidade elástica, ajustada para o valor da imperfeição inicial no perfil, é considerada como a configuração no início desta análise. Devido às descontinuidades na resposta no ponto de bifurcação, é essencial converter o problema de pós-flambagem em um problema de resposta contínua por meio da inclusão de imperfeições iniciais (Kruger; Van Rensburg; Du Plessis, 1995). A capacidade resistente de um perfil de aço é apresentada graficamente (Figura 4.3) considerando tanto a linearidade física e geométrica do material quanto a sua não linearidade física e geométrica.

Figura 4.3 – Capacidade resistente de um perfil de aço sob diferentes perspectivas



Fonte: adaptado de Trahair (2017)

Na reta 1, é observada uma estrutura sem quaisquer imperfeições (geométrica ou física). O ponto de bifurcação ocorrerá com a chegada da carga crítica de flambagem elástica. Após o ponto de bifurcação, a estrutura se torna instável e qualquer perturbação externa aumentará o deslocamento até o colapso da estrutura. A curva 2 retrata um material que apresenta imperfeições geométricas, resultando em uma diminuição da capacidade resistente do elemento quando comparado ao modelo da curva 1. Por fim, na curva 3, são consideradas tanto as tensões residuais quanto as imperfeições geométricas iniciais. Nota-se que a curva de carga-deslocamento apresenta um elevado deslocamento, pois a presença de imperfeições físicas afeta o comportamento elasto-plástico do material.

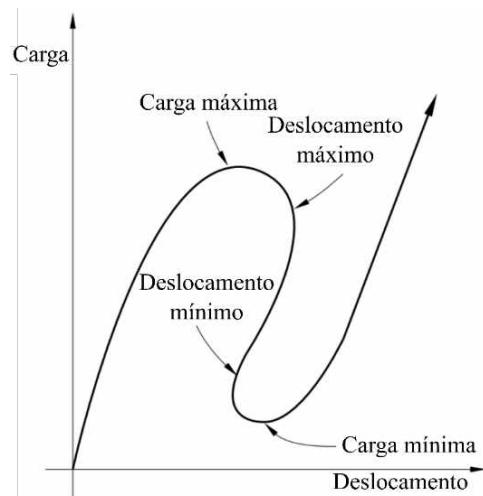
Apresentadas as influências das tensões residuais iniciais e das imperfeições geométricas, sua implementação no programa Abaqus torna-se imprescindível para a representação precisa do comportamento real da estrutura. Essa implementação é realizada por meio dos comandos \*INITIAL CONDITIONS, TYPE=STRESS e \*IMPERFECTION, respectivamente. Com a presença dessas imperfeições, a estrutura atingirá sua carga máxima, também conhecida como capacidade de carga, para um valor menor do que o estimado na análise de estabilidade elástica. Assim, a trajetória da curva carga-deslocamento será única.

As análises de não-linearidade física e geométrica foram conduzidas utilizando o método "Static Riks". Este método, também conhecido como algoritmo de *Riks* modificado, é capaz de obter soluções de equilíbrio para problemas de instabilidade. No algoritmo de *Riks* modificado, o tamanho do incremento é limitado ao mover-se ao longo da linha tangente à curva até o ponto atual da solução, e a busca pelo equilíbrio é realizada em um plano ortogonal que passa por esse ponto obtido (Dassault Systèmes Simulia, 2012). Além disso, é necessário

indicar o valor do comprimento inicial do arco, que se refere a uma porcentagem inicial da carga externa. Dessa forma, nos próximos incrementos, o programa Abaqus ajusta automaticamente os incrementos de carga para garantir a convergência do problema por meio de uma tolerância específica ou critério de parada, como fator de proporção da carga máxima ou deslocamentos máximos nas direções dos planos do eixo de coordenadas. Para resolver as equações de equilíbrio das não-linearidades, o programa Abaqus utiliza o método de Newton-Raphson. Esse método é comumente empregado para resolver equações de integração.

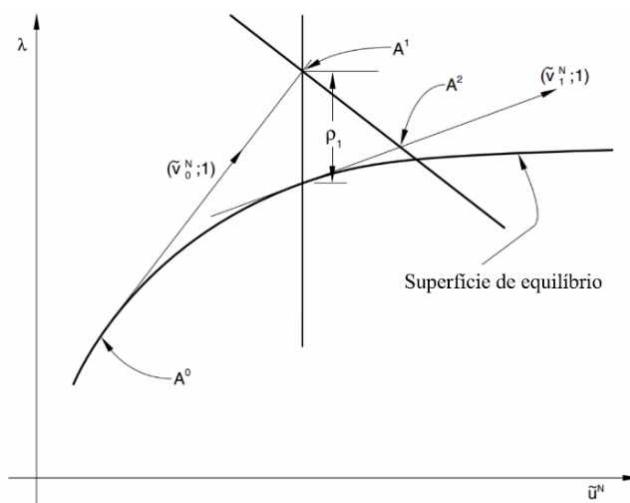
A seguir, nas Figura 4.4 e Figura 4.5, são apresentadas a resposta do diagrama de carga-deslocamento e o procedimento de análise do algoritmo de *Riks* modificado, respectivamente.

Figura 4.4 - Curva carga por deslocamento



Fonte: adaptado de Dassault Systèmes Simulia (2012)

Figura 4.5 - Algoritmo de Riks modificado



Fonte: adaptado de Dassault Systèmes Simulia (2012)

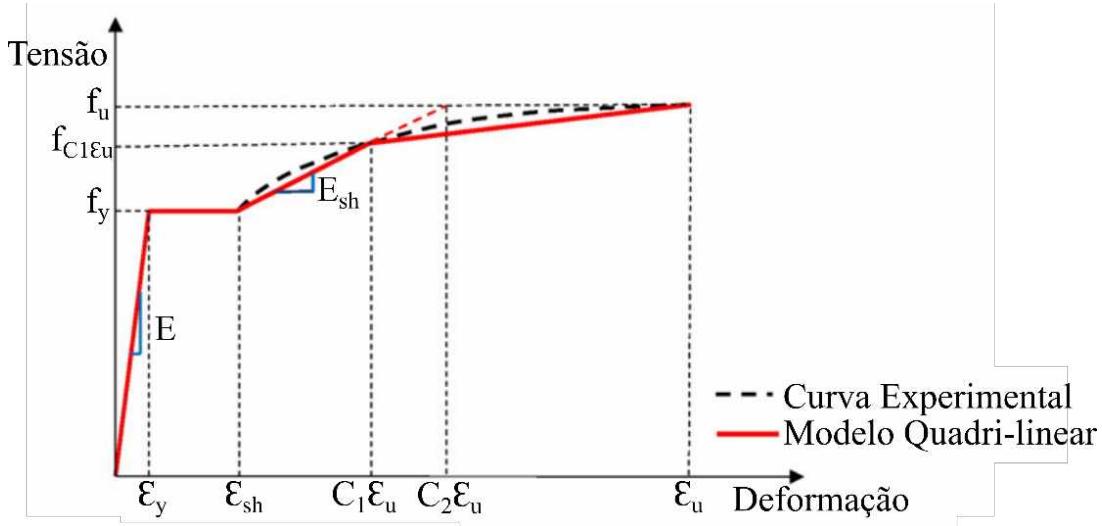
## 4.2 MODELAGEM DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR NEGATIVO

Neste item, são apresentadas as modelagens numéricas correspondentes aos ensaios experimentais de Tong *et al.* (2014) e Salah (2009). Devido à inexistência de ensaios experimentais específicos para vigas mistas de aço e concreto com aberturas de base elíptica submetidas a momento fletor negativo, optou-se por validar o modelo numérico considerando uma condição de contorno compatível com os modelos paramétricos, baseada nos ensaios experimentais conduzidos por Tong *et al.* (2014) e também na validação do modelo numérico para vigas mistas com aberturas na alma em situação de momento fletor negativo representada pelo ensaio experimental de Salah (2009). Inicialmente, serão destacadas as características comuns aos dois modelos numéricos, tais como os modelos constitutivos dos materiais (aço e concreto), o tipo e a discretização dos elementos finitos empregados, bem como a interação entre os elementos que compõe a viga mista. Em seguida, serão discutidas as características individuais de cada modelo, incluindo as geometrias das vigas mistas, as condições de contorno adotadas, as imperfeições iniciais consideradas e a tensão residual aplicada. Por fim, serão apresentados os resultados das validações de cada um dos modelos numéricos.

### 4.2.1 Modelos constitutivos

Para descrever o comportamento em regime plástico do aço do perfil estrutural, foi adotado o modelo quadri-linear proposto por Yun e Gardner (2017), apresentado na Figura 4.6 e definido pelas Equações 4.1-4.5. A escolha desse modelo foi baseada nos resultados da análise de sensibilidade conduzida por Zonta, Ferreira e Rossi (2024).

Figura 4.6- Curva tensão x deformação para o modelo quadri-linear



Fonte: adaptado de Yun e Gardner (2017)

$$f_{(\varepsilon)} = \begin{cases} E\varepsilon & \text{para } \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ f_y & \text{para } \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{sh} \\ f_y + E_{sh}(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) & \text{para } \varepsilon_{sh} < \varepsilon \leq C_1\varepsilon_u \\ f_{C_1\varepsilon_u} + \frac{f_u - f_{C_1\varepsilon_u}}{\varepsilon_u - C_1\varepsilon_u}(\varepsilon - C_1\varepsilon_u) & \text{para } C_1\varepsilon_u < \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_u = 0,6 \left( 1 - \frac{f_y}{f_u} \right) \quad \text{para } \varepsilon_u \geq 0,006 \quad (4.2)$$

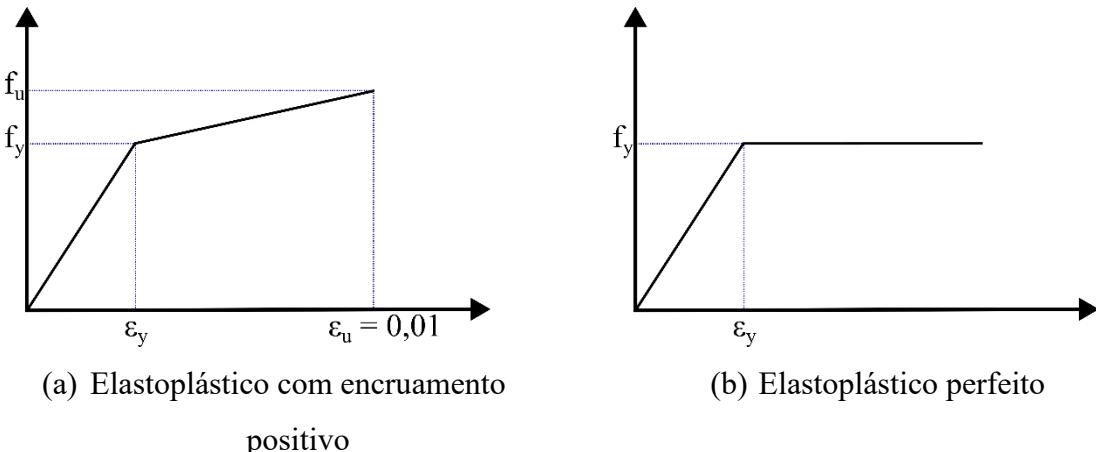
$$\varepsilon_{sh} = 0,1 \frac{f_y}{f_u} - 0,055 \quad \text{para } 0,015 < \varepsilon_{sh} \geq 0,03 \quad (4.3)$$

$$C_1 = \frac{\varepsilon_{sh} + 0,25(\varepsilon_u - \varepsilon_{sh})}{\varepsilon_u} \quad (4.4)$$

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{0,4 (\varepsilon_u - \varepsilon_{sh})} \quad (4.5)$$

As armaduras da laje, foram modeladas utilizando o modelo elastoplástico com encruamento positivo (Figura 4.7a), e os conectores de cisalhamento foram representados pelo modelo elastoplástico perfeito (Figura 4.7b). As propriedades mecânicas do material do aço do perfil, das armaduras de laje e dos conectores de cisalhamento serão detalhadas para cada um dos modelos numéricos posteriormente.

Figura 4.7 - Relação tensão-deformação para os elementos de aço



Fonte: Autor (2025)

Por fim, é necessário realizar a conversão das tensões e deformações em valores reais, para tal é empregado as Equações 4.6-4.7, apresentadas no manual do programa Abaqus.

$$\sigma_{real} = \sigma_{nom} (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (4.6)$$

$$\varepsilon_{real} = \ln (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (4.7)$$

O modelo *Concrete Damage Plasticity* (CDP) foi utilizado para descrever o comportamento do concreto da laje. O CDP é fundamentado nos modelos propostos por Hillerborg, Modéer e Petersson (1976), Lee e Fenves (1998); Lubliner *et al.* (1989), sendo amplamente empregado na modelagem não apenas do concreto, mas também de outros materiais com comportamento frágil (Ferreira; Martins; De Nardin, 2021). O modelo CDP incorpora três hipóteses fundamentais baseadas na teoria da plasticidade: a superfície de escoamento inicial, que determina o início da deformação plástica; a regra de fluxo, que define a direção dessa deformação plástica; e a regra de amolecimento/encruamento, que governa a evolução da superfície de falha com a deformação plástica (Yu *et al.*, 2010). Os principais mecanismos de falha do modelo CDP são a fissuração por tração e o esmagamento por compressão do concreto. Devido a isso, a evolução da superfície de escoamento é controlada por duas variáveis que afetam a ruptura tanto sob tração quanto sob compressão. Esse modelo de dano é capaz de descrever o dano irreversível que ocorre durante o processo de fratura (Dassault Systèmes Simulia, 2012). As Equações 4.8-4.9 determinam o parâmetro de dano ( $d$ ) para o comportamento sob compressão e tração, respectivamente. Esse parâmetro varia de "0" (indicando ausência de dano no material) a "1" (indicando dano completo no material).

---


$$d_c = 1 - (\sigma / f_c) \quad (4.8)$$

$$d_t = 1 - (\sigma / f_t) \quad (4.9)$$

Os parâmetros de entrada necessários para caracterizar a plasticidade incluem: o ângulo de dilatação ( $\psi$ ), a excentricidade ( $\xi$ ), a relação entre a resistência à compressão uniaxial e biaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ), a relação entre os meridianos de compressão e tração ( $K_c$ ), e o parâmetro de viscosidade que representa a relaxação ( $\mu$ ). A Tabela 4.1 apresenta os valores desses parâmetros utilizados para o desenvolvimento do modelo numérico.

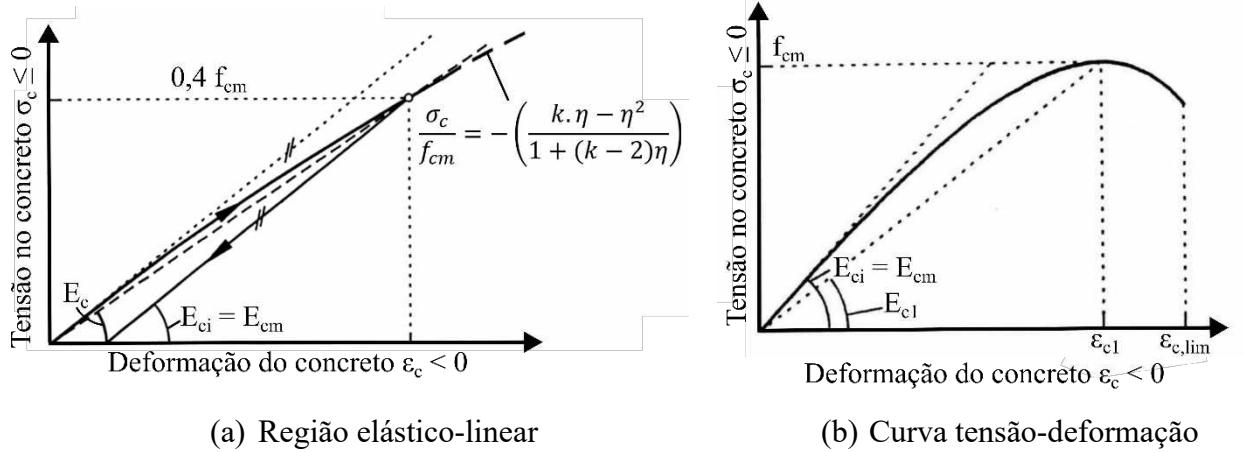
Tabela 4.1 - Parâmetros de entrada do CDP

Parâmetro	Valor
$\psi$ ( $^{\circ}$ )	36 (Rossi <i>et al.</i> , 2020a)
$\xi$	0.1 ( <i>Default</i> )
$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	1.16 ( <i>Default</i> )
$K_c$	0.667 ( <i>Default</i> )
$\mu$ ( $s^{-1}$ )	0.001 (Rossi <i>et al.</i> , 2020a)

Fonte: adaptado de (ROSSI *et al.*, 2020a)

Para descrever o comportamento do concreto sob compressão, foi utilizado o modelo proposto pelo Model code 2010 (Kordina *et al.*, 2010). Este modelo apresenta três trechos distintos, conforme mostrado na Figura 4.8. O primeiro trecho é caracterizado por uma resposta elástico-linear, que se estende até uma tensão de compressão igual a 40% da resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ). O segundo trecho é uma região não linear de encruamento, que se inicia após o término do trecho elástico-linear e continua até a tensão de pico. Por fim, há um trecho de amolecimento após a tensão de pico, caracterizado pela diminuição das tensões à medida que as deformações aumentam.

Figura 4.8 - Definição dos diferentes módulos de elasticidade segundo Model Code 2010



Fonte: adaptado de Model Code 2010 (Kordina *et al.*, 2010)

Conforme o Model Code 2010 (Kordina *et al.*, 2010), a resistência média à compressão do concreto ( $f_{cm}$ ) e os módulos de elasticidade tangente inicial ( $E_{ci}$ ) e reduzido ( $E_c$ ) podem ser determinados utilizando as Equações 4.10-4.13, o parâmetro que leva em consideração o tipo de agregado do concreto ( $\alpha_E$ ) pode ser obtido na Tabela 4.2.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad \text{onde } \Delta f = 8 \text{ MPa} \quad (4.10)$$

$$E_{ci} = E_{c0} \alpha_E \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.11)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{cm}}{88} \leq 1,0 \quad (4.12)$$

$$E_i = \alpha_i E_{ci} \quad (4.13)$$

Tabela 4.2 - Parâmetro para o agregado

Tipos de agregado	$\alpha_E$
Basalto	1,2
Quartzo	1,0
Calcário	0,9
Arenito	0,7

Fonte: adaptado de Model Code 2010 (Kordina *et al.*, 2010)

A função parabólica que descreve os trechos de encruamento e amolecimento do concreto é apresentada nas Equações 4.14-4.16 e por meio da Tabela 4.3.

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (4.14)$$

$$k = \frac{E_{ci}}{E_{c1}} \quad (4.15)$$

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left( \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \right) \quad (4.16)$$

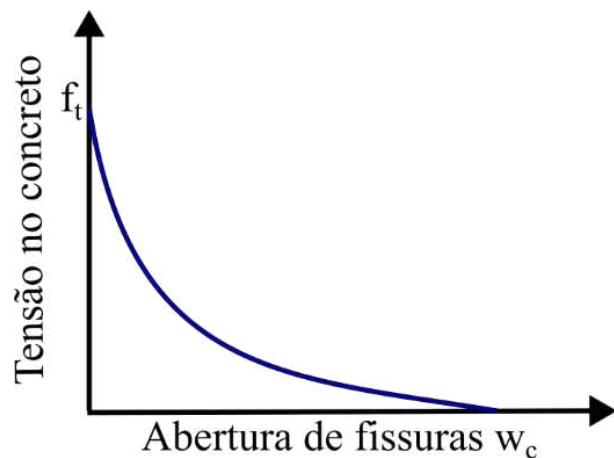
Tabela 4.3 - Propriedade do modelo constitutivo do concreto comprido

Classe de resistência	C12	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70	C80	C90
$E_{ci}$ (GPa)	27,1	28,8	30,3	32,0	33,6	35,0	36,3	37,5	38,6	39,7	40,7	42,6	44,4	46,0
$E_{cl}$ (GPa)	11,1	12,2	13,3	14,9	16,5	18,2	20,0	21,6	23,2	24,7	26,2	28,9	31,4	33,8
$\varepsilon_{cl}$ (%)	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,3	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6	-2,6	-2,7	-2,7	-2,8	-2,9
$\varepsilon_{c,lim}$ (%)	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,4	-3,4	-3,3	-3,2	-3,1	-3,0
$k$	2,4	2,4	2,3	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7	1,7	1,6	1,6	1,5	1,4	1,4

Fonte: adaptado de Model Code 2010 (Kordina *et al.*, 2010)

Para descrever o comportamento do concreto sob tração, foi adotado o modelo proposto por Cornelissen, Hordijk e Reinhardt (1986), o qual utiliza o comportamento tensão por abertura de fissuras para o trecho pós-pico do concreto tracionado, a fim de descrever a abertura de fissuras no material. A curva tensão por abertura de fissura é apresentada na Figura 4.9 e determinada pelas Equações 4.17-4.20.

Figura 4.9 - Curva de tensão-abertura de fissura



Fonte: adaptado de Hordijk (1991)

---


$$G_f = 73 f_{cm}^{0,18} \quad (4.17)$$

$$w_c = \frac{5,14 G_f}{f_t} \quad (4.18)$$

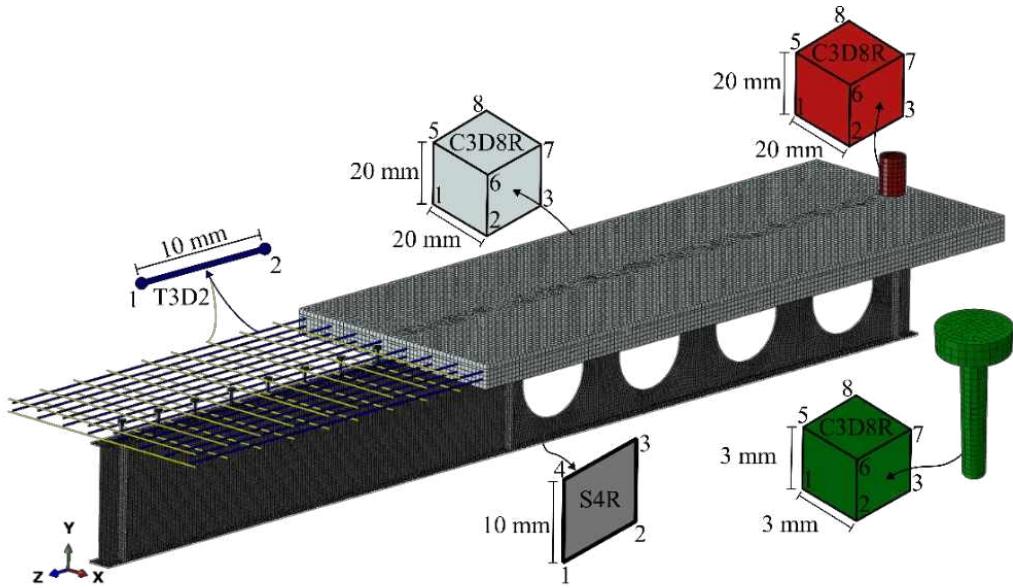
$$f_{(w)} = \left[ 1 + \left( \frac{C_{1w}}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left( -\frac{C_{2w}}{w_c} \right) \quad \text{sendo } C_1 = 3,0 \text{ e } C_2 = 6,93 \quad (4.19)$$

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = f_{(w)} - \frac{w}{w_c} f_{(w)} \quad (4.20)$$

#### 4.2.2 Tipo e discretização dos elementos finitos

O perfil de aço que compõem as vigas mistas foi modelado como um objeto de casca. Para isso, foi utilizado o elemento S4R quadrilateral com quatro nós e integração reduzida, configurado de forma livre. Quanto aos elementos sólidos, como a laje de concreto, o conector de cisalhamento e os atuadores, utilizou-se o elemento C3D8R, caracterizado como um elemento hexaédrico com aproximação linear, contendo oito nós e três graus de liberdade por nó, com integração reduzida. Destaca-se o uso desse elemento, pois suporta análises plásticas com grandes deformações e permite a visualização das fissuras no critério de resistência do CDP (Ferreira; Martins; De Nardin, 2021). As armaduras da laje foram modeladas como elementos de treliça T3D2, os quais possuem dois nós com aproximação linear e três graus de liberdade por nó. Em relação à discretização dos elementos, para o perfil de aço, foram utilizados elementos de tamanho médio de 10 mm, para a laje de concreto elementos de tamanho médio de 20 mm, para os conectores do tipo pino com cabeça 3 mm, para o atuador 20 mm e, por fim, para as armaduras da laje de concreto, elementos de 10 mm. Na Figura 4.10 é apresentado a tipologia e discretização do modelo numérico que representa os ensaios experimentais de Tong *et al.* (2014) e Salah (2009).

Figura 4.10 - Tipologia e discretização dos elementos finitos

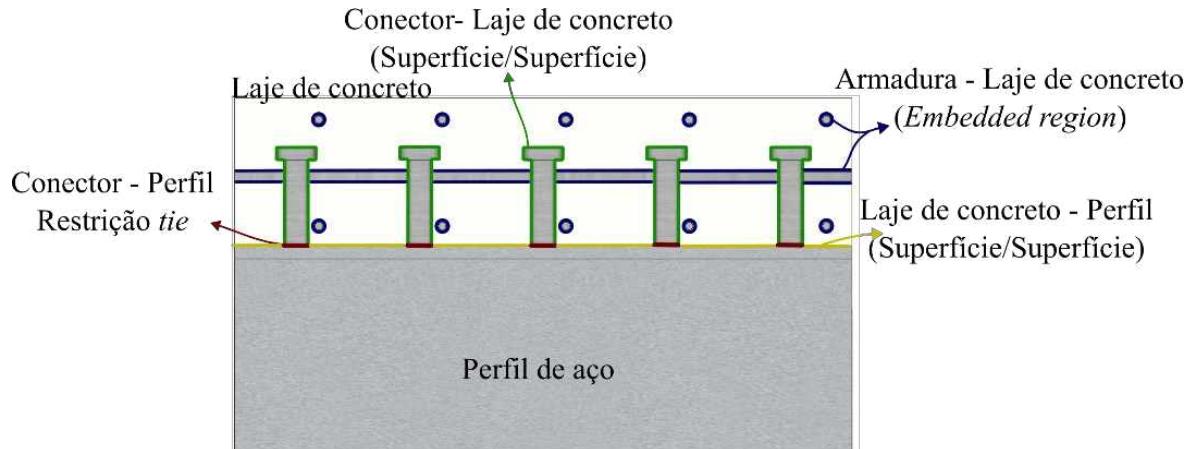


Fonte: Autor (2025)

#### 4.2.3 Interação entre as superfícies de contato

A interação entre os elementos que compõem a viga mista ocorreu de três maneiras distintas. Inicialmente, a interação entre o conector de cisalhamento e a mesa superior do perfil foi realizada utilizando a opção "*Tie constraint*", que simula a conexão soldada entre esses dois elementos, impedindo totalmente o deslocamento relativo entre eles. As interações conector-laje e perfil-laje foram implementadas por meio da opção de interação de superfície (*surface to surface interaction*), com o comportamento normal e tangencial definido pelas opções "*Hard contact*" e "*Penalty*", respectivamente. O coeficiente de atrito utilizado foi de 0,4, conforme estabelecido por Wijesiri Pathirana *et al.* (2016). Por fim, a interação entre a armadura e o concreto da laje foi realizada usando a técnica de elementos embutidos, que estabelece uma ligação perfeita entre os elementos incorporados (*embedded elements*) e os elementos hospedeiros (*host region*), restringindo os graus de liberdade translacional dos nós incorporados e evitando o deslizamento entre as armaduras e o concreto (Wijesiri Pathirana *et al.*, 2016). Essa estratégia de modelagem também foi empregada pelos pesquisadores Rossi *et al.* (2020a) e demonstrou ser eficaz na capacidade preditiva da interação entre os elementos da viga mista e pode ser mais bem visualizada na Figura 4.11.

Figura 4.11 - Interação entre os elementos no modelo numérico



Fonte: Autor (2025)

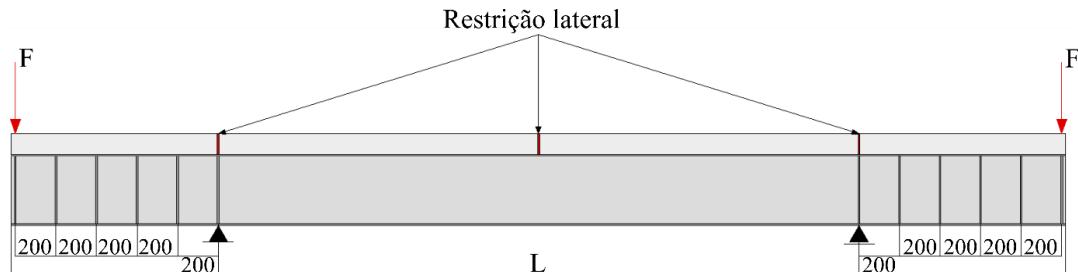
#### 4.2.4 Modelo de Tong *et al.* (2014)

A presente seção detalha as características geométricas, as propriedades mecânicas dos materiais, as condições de contorno, as imperfeições iniciais e a tensão residual considerada para a modelagem numérica dos ensaios experimentais realizados por Tong *et al.* (2014). Além disso, serão apresentadas as curvas de validação do modelo numérico.

##### 4.3.4.1 Geometria e propriedade mecânica dos materiais

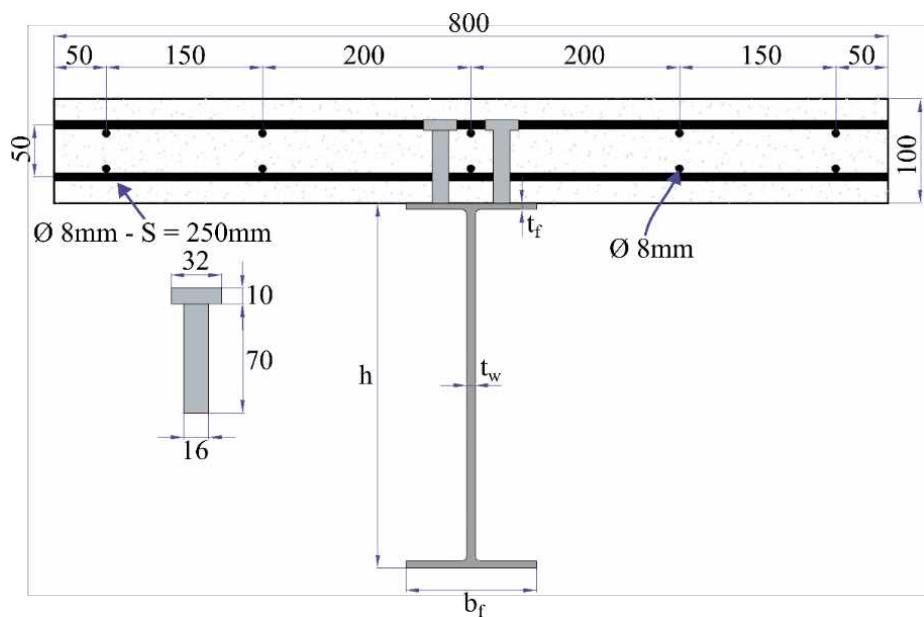
Os pesquisadores Tong *et al.* (2014) conduziram ensaios experimentais em vigas mistas de aço e concreto sem aberturas na alma simplesmente apoiadas com restrição ao deslocamento lateral. Essas vigas consistem em um tramo e dois balanços onde as cargas são aplicadas, resultando em uma distribuição de momento negativo uniforme, conforme ilustrado na Figura 4.12. A seção transversal dos modelos analisados é mostrada na Figura 4.13, enquanto as dimensões específicas dos modelos estão detalhadas na Tabela 4.4. As propriedades mecânicas dos materiais obtidas nos ensaios experimentais são apresentadas na Tabela 4.5, fornecendo as informações necessárias para a implementação das relações constitutivas dos materiais, conforme apresentado anteriormente na seção 4.3.1.

Figura 4.12 - Condições de contorno do modelo experimental de Tong *et al.* (2014)  
(dimensões em mm)



Fonte: Autor (2025)

Figura 4.13 - Seção transversal dos modelos de Tong *et al.* (2014) (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2025)

Tabela 4.4 - Propriedades geométricas dos modelos de Tong *et al.* (2014)

Elemento	L (mm)	h (mm)	b <sub>f</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	S <sub>pino</sub> (mm)
B3.0-350-1	3.000	350	125	8	6	220
B3.2-350-1	4.200	350	125	8	6	300
B4.2-350-1-C	4.200	350	125	8	6	150
B4.2-400-1	4.200	400	125	8	6	300

Fonte: Autor (2025)

Tabela 4.5 - Propriedades mecânicas dos materiais dos modelos de Tong *et al.* (2014)

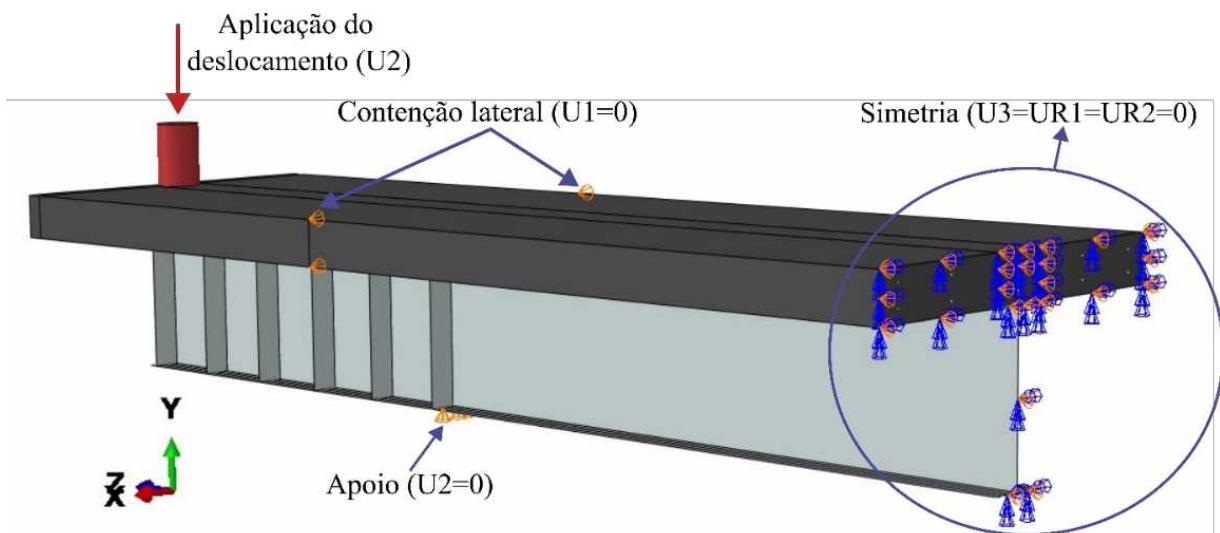
Elemento	$E$ (MPa)	$\nu$	$f_{ck-cúbico}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
Laje de concreto	27.117	0,2	25,1	-	-
Mesas do perfil	205.000	0,3	-	403	522
Alma do perfil	207.000	0,3	-	362	489
Armaduras	211.000	0,3	-	530	657
Conecotor de Cisalhamento	206.000	0,3	-	235	-

Fonte: Autor (2025)

#### 4.3.4.2 Condições e contorno

Na modelagem numérica para representar as condições de contorno utilizadas no ensaio experimental, foram impostas restrições ao deslocamento vertical ( $U_2$ ) na mesa inferior, sob a posição do primeiro enrijecedor, utilizando como referência ao centro do vão destravado da viga até a extremidade. Além disso, foi aplicada uma restrição lateral ( $U_1=0$ ) na laje de concreto na mesma posição do apoio mencionado anteriormente. Como os ensaios experimentais são simétricos, optou-se pela utilização do comando de simetria ( $U_3=UR_1=UR_2=0$ ) no centro da viga para redução do custo computacional (Figura 4.14). Para impor as cargas externas, foi aplicado um deslocamento na direção da ação na parte superior do atuador ( $U_2$ ), determinando a intensidade do carregamento com base nos valores de força de reação medidos no topo do atuador.

Figura 4.14 - Condições de contorno adotadas no modelo numérico

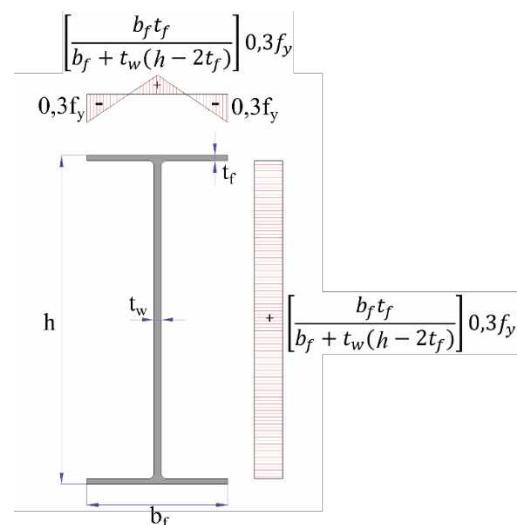


Fonte: Autor (2025)

#### 4.3.4.3 Imperfeição inicial e tensão residual

Para investigar qual modelo de tensões residuais é mais apropriado para avaliação da FLD em vigas mistas de alma cheia, Rossi *et al.* (2021a) realizaram uma análise de sensibilidade utilizando diferentes modelos de tensões residuais encontrados na literatura. Os autores observaram que o modelo proposto por Galambos e Ketter (1959) com uma combinação de imperfeição geométrica inicial de  $L/1000$  fornece uma melhor aproximação dos resultados quando comparado com os ensaios de Tong *et al.* (2014). A distribuição de tensões residuais proposta por Galambos e Ketter (1959) é apresentada na Figura 4.15.

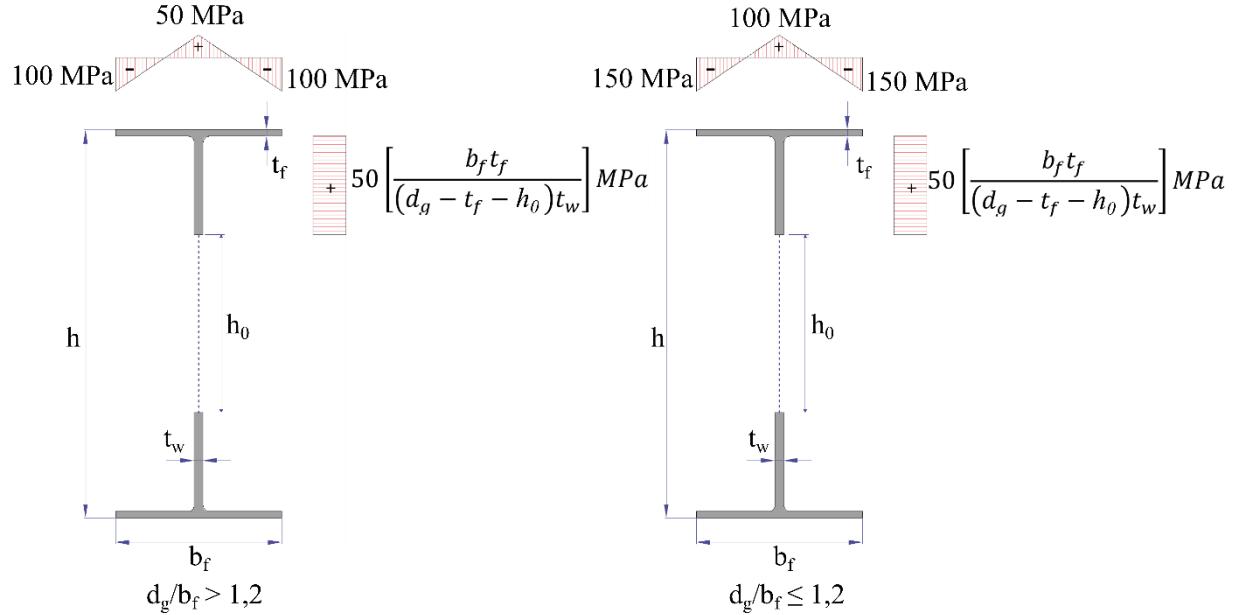
Figura 4.15 - Modelo de tensão residual de Galambos e Ketter (1959)



Fonte: Adaptado de Galambos e Ketter (1959)

Destaca-se que, para os modelos do estudo paramétrico, foi adotado o modelo de tensões residuais proposto por Sonck, Van Impe e Belis (2014) (Figura 4.16). Essa escolha se deve ao fato de as vigas no estudo paramétrico possuírem aberturas na alma, tornando esse modelo o mais indicado, uma vez que os autores o desenvolveram especificamente para uso em vigas celulares.

Figura 4.16 - Modelo de tensão residual para seções laminares celulares proposto por Sonck, Van Impe e Belis (2014)



Fonte: Adaptado de Sonck, Impe e Belis (2014)

#### 4.3.4.4 Validação do modelo numérico

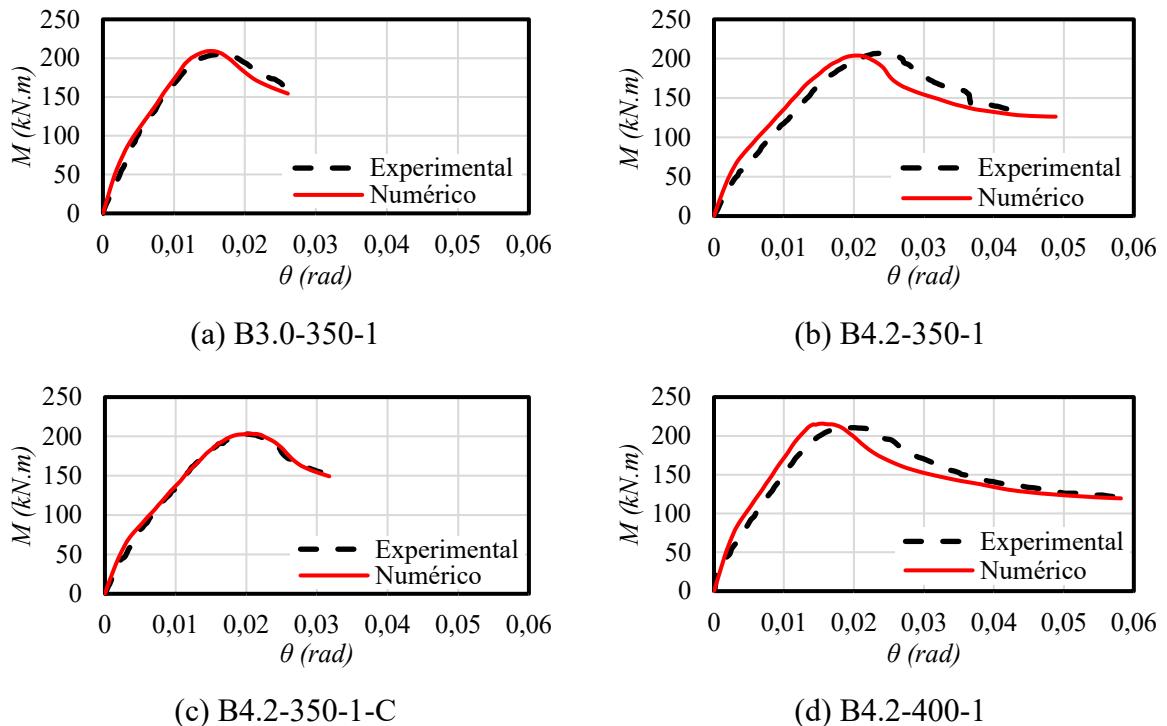
A comparação entre os resultados numéricos e experimentais é apresentada na Tabela 4.6 e na Figura 4.17. A rotação ( $\Theta$ ) ilustrada na Figura 4.17 está associada à rotação na metade da altura do perfil I, na região de apoio, em relação ao eixo x. Este eixo é perpendicular ao momento fletor em ação.

Tabela 4.6 - Comparaçao entre os resultados numéricos e experimentais

<b>Modelo</b>	<b>M<sub>EXP</sub> (kN.m)</b>	<b>M<sub>MEF</sub> (kN.m)</b>	<b>(M<sub>EXP</sub>/M<sub>MEF</sub>-1)</b>	<b>Falha</b>
B3.0-350-1	205,1	206,6	0,7%	FLD
B4.2-350-1	206,9	202,4	-2,2%	FLD
B4.2-350-1-C	203,7	203,4	-0,1%	FLD
B4.2-400-1	210,5	215,8	2,5%	FLD

Fonte: Autor (2025)

Figura 4.17 - Curvas carga x deslocamento dos modelos numéricos e experimentais



Fonte: Autor (2025)

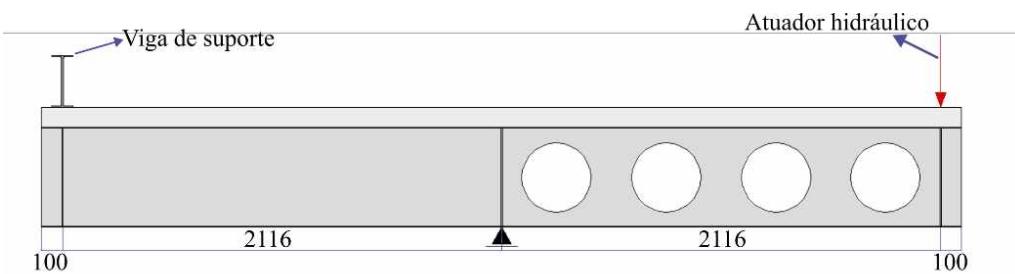
#### **4.2.5 Modelo de Salah (2009)**

Aqui serão detalhadas as características geométricas, as propriedades mecânicas dos materiais, as condições de contorno, as imperfeições iniciais e a tensão residual considerada para a modelagem numérica dos ensaios experimentais realizados por Salah (2009). Além disso, serão apresentadas as curvas de validação do modelo numérico e a comparação entre as configurações deformadas do modelo numérico com o experimental.

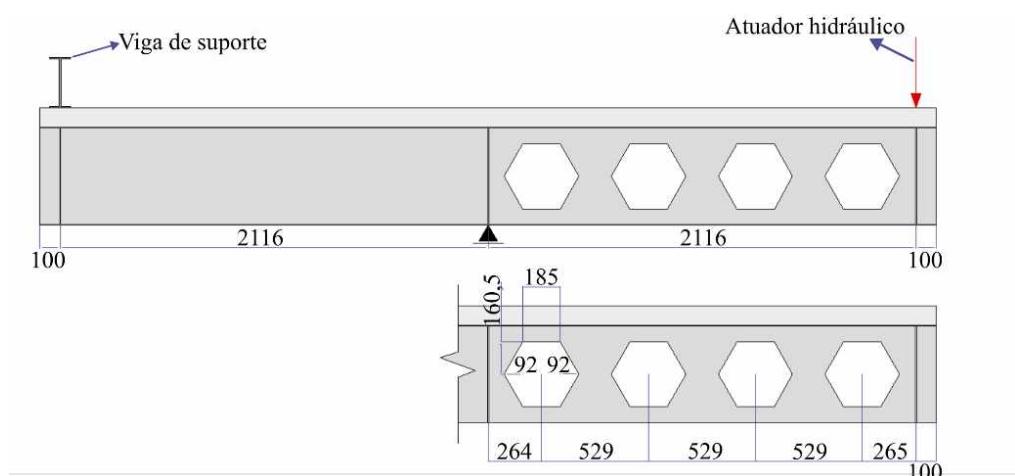
#### *4.3.5.1 Geometria e propriedade mecânica dos materiais*

Os modelos experimentais de Salah (2009) consistem em um tramo e um balanço onde a carga é aplicada. Para avaliar o efeito das aberturas na alma da viga mista, os modelos apresentam aberturas apenas na região do balanço, entre os apoios, os modelos não possuem aberturas. Foram avaliados dois conjuntos de espécimes, um utilizando seção-I com aço S355 e outro com aço S420. A geometria detalhada dos modelos experimentais com aberturas circulares é mostrada na Figura 4.18a, enquanto a dos modelos com aberturas hexagonais é exibida na Figura 4.18b. A seção transversal desses modelos é apresentada na Figura 4.19.

Figura 4.18 - Detalhamento da geometria dos modelos (dimensões em mm)



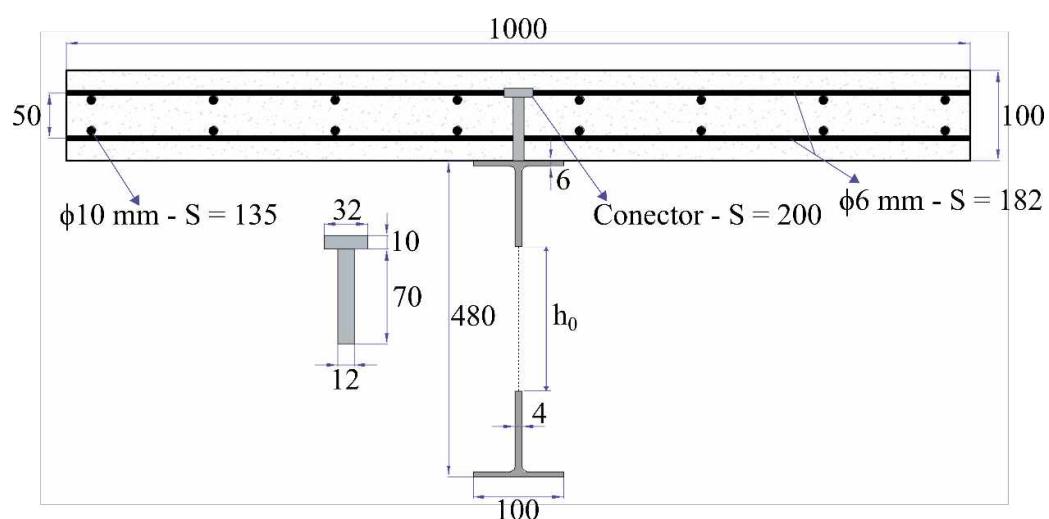
(a) Detalhamento dos modelos com aberturas circulares



(b) Detalhamento dos modelos com aberturas hexagonais

Fonte: Adaptado de Salah (2009)

Figura 4.19 - Seção transversal das vigas mistas (dimensões em mm)



Fonte: Adaptado de Salah (2009)

Vale destacar que por mais que na Figura 4.19 a espessura da alma ( $t_w$ ) é igual a 4,0 mm, Salah (2009) menciona que nas medições realizadas nos modelos experimentais em laboratório, foram obtidos valores menores de  $t_w$ . Baseando-se nessas medições experimentais, Salah (2009) validou seus modelos numéricos utilizando  $t_w$  igual a 3,8 mm. Este valor de  $t_w$  também foi utilizado na validação dos modelos numéricos do presente trabalho. Quanto às propriedades mecânicas dos materiais para a validação dos modelos, estas são mostradas na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Propriedades mecânicas dos materiais

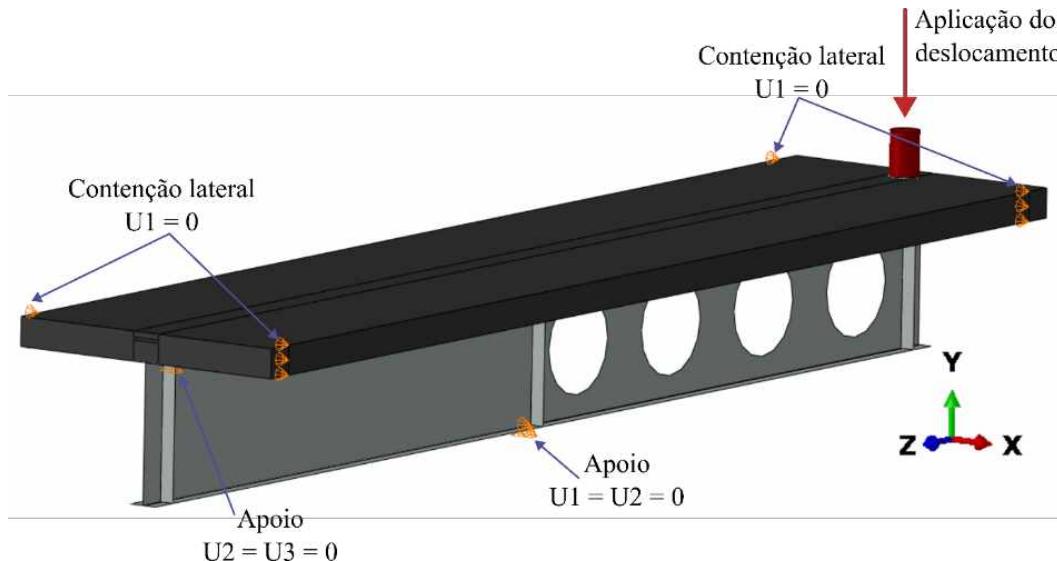
Elemento	$E$ (MPa)	$\nu$	$f_{ck-cúbico}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
Laje de concreto	29.962	0,2	30	-	-
Perfil S355	200.000	0,3	-	355	490
Perfil S420	200.000	0,3	-	420	520
Armaduras	200.000	0,3	-	459,60	608
Conecotor de Cisalhamento	200.000	0,3	-	611,35	-

Fonte: Adaptado de Salah (2009)

#### 4.3.5.2 Condições e contorno

Na modelagem numérica para representar as condições de contorno utilizadas no ensaio experimental, foram impostas restrições ao deslocamento vertical e lateral ( $U_1=U_2=0$ ) por toda extensão da mesa inferior localizada no comprimento médio da viga. Também foram impostas restrições longitudinais e verticais ( $U_2=U_3=0$ ) na extremidade esquerda sob o enrijecedor lateral da região de alma cheia. Por fim, foram restringidos os deslocamentos laterais ( $U_1=0$ ) em quatro pontos na laje de concreto, localizados dois em cada extremidade na posição dos enrijecedores de extremidade. É importante destacar que a extremidade livre apresenta deslocamento vertical livre, possuindo apenas restrições laterais. Para impor as cargas externas, foi aplicado um deslocamento na direção da ação ( $U_2$ ), determinando a intensidade da ação com base nos valores de força de reação medidos na superfície superior do atuador. O modelo numérico com as indicações das restrições para simular as condições de contorno do ensaio experimental são apresentados a seguir na Figura 4.20.

Figura 4.20 - Condições de contorno utilizadas no modelo numérico



Fonte: Autor (2025)

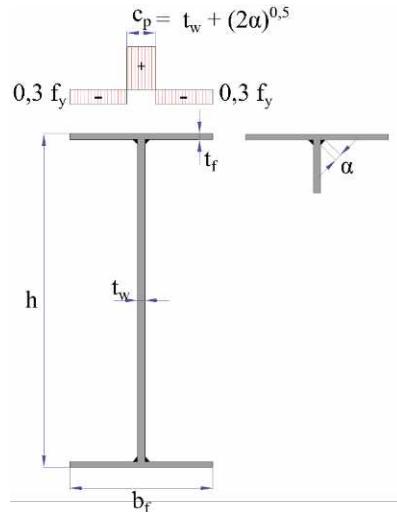
#### 4.3.5.3 Imperfeição inicial e tensão residual

Para as imperfeições geométricas iniciais e para implementar as tensões residuais no modelo de Salah (2009), foi adotada a mesma abordagem utilizada por Oliveira *et al.* (2022), neste trabalho, o autor utiliza uma imperfeição inicial de  $h/500$ , onde  $h$  representa a altura do perfil. É importante notar que para o modelo de tensão residual, algumas considerações tiveram que ser feitas, uma vez que o único modelo disponível especificamente para perfis alveolares é o modelo de Sonck (2014) e Sonck, Van Impe e Belis (2014), os quais abordam apenas perfis laminados. No entanto, os testes experimentais de Salah (2009) foram realizados em vigas mistas compostas por perfis soldados. Além disso, as aberturas presentes nos modelos experimentais de Salah (2009) passaram por um processo de corte na alma para obter a geometria desejada das aberturas. Em outras palavras, as vigas não foram fabricadas seguindo o processo tradicional de corte, expansão e soldagem. Conforme observado por Grilo *et al.* (2018), é provável que essas vigas apresentem um perfil de tensões residuais diferente em comparação com as vigas celulares fabricadas pelo processo usual de corte e solda.

Na validação do modelo numérico com os testes experimentais de Salah (2009), para incorporar as tensões residuais dos modelos propostos para perfis soldados, foi considerada apenas a distribuição de tensões residuais nas mesas dos perfis, seguindo a mesma estratégia de modelagem adotada por Sonck, Boissonada e Van Impe (2012) e Ellobody (2012a). De Oliveira *et al.* (2024) realizaram uma análise de sensibilidade nos modelos de tensões residuais presentes na literatura atual e determinaram que o modelo de tensão residual proposto por Beg

e Hladnik (1996), ilustrado na Figura 4.21, apresentou melhor aproximação entre o modelo numérico e os testes experimentais de Salah (2009), sendo este modelo então utilizado para realização da validação do modelo numérico neste trabalho.

Figura 4.21 - Modelo de Beg e Hladnik (1996) adaptado para seções soldadas celulares



Fonte: Autor (2025)

#### 4.3.5.4 Validação do modelo numérico

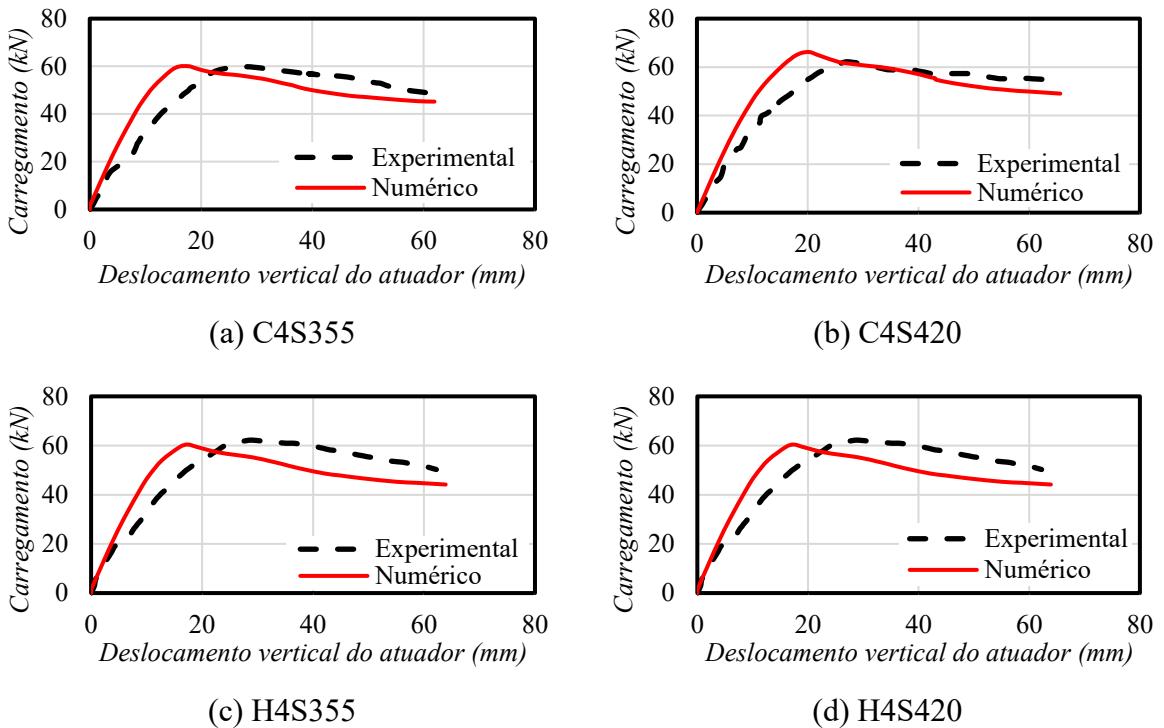
A Tabela 4.8 apresenta a comparação entre os resultados obtidos pelos modelos numéricos e pelos testes experimentais. Na Figura 4.22, são comparadas as curvas carga versus deslocamento, enquanto a Figura 4.23 exibe a configuração deformada obtida nos modelos numéricos e experimentais, reforçando a validação do modelo numérico.

Tabela 4.8 - Comparativo dos resultados numéricos com os experimentais

<b>Modelo</b>	<b>P<sub>EXP</sub> (kN)</b>	<b>P<sub>MEF</sub> (kN)</b>	<b>(P<sub>MEF</sub>/P<sub>EXP</sub> - 1)</b>	<b>Falha</b>
C4S355	59,6	61,6	3,4%	FLD + FMA
C4S420	62,3	66,2	6,3%	FLD + FMA
H4S355	62,0	65,3	5,3%	FLD + FMA
H4S420	62,6	66,3	6,0%	FLD + FMA

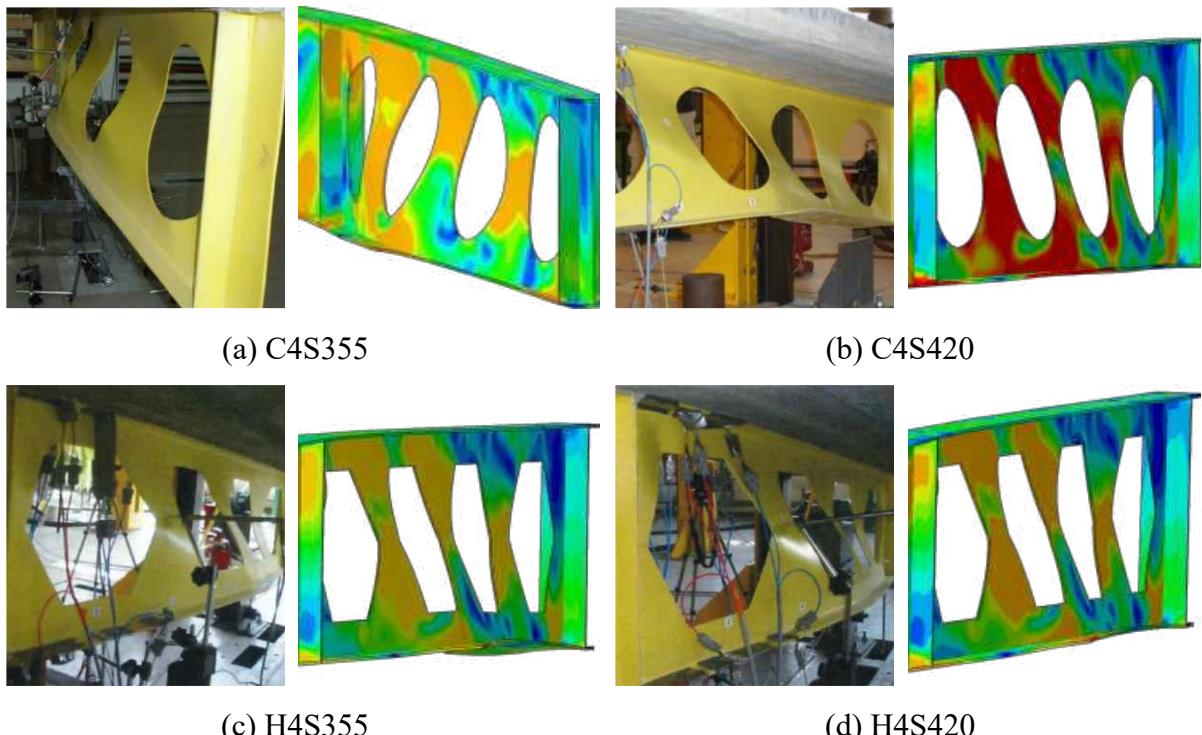
Fonte: Autor (2025)

Figura 4.22 - Comparação entre os resultados numéricos e experimentais



Fonte: Autor (2025)

Figura 4.23 - Comparação entre a configuração deformada dos modelos numéricos e experimentais



Fonte: Autor (2025)

---

# CAPÍTULO 5

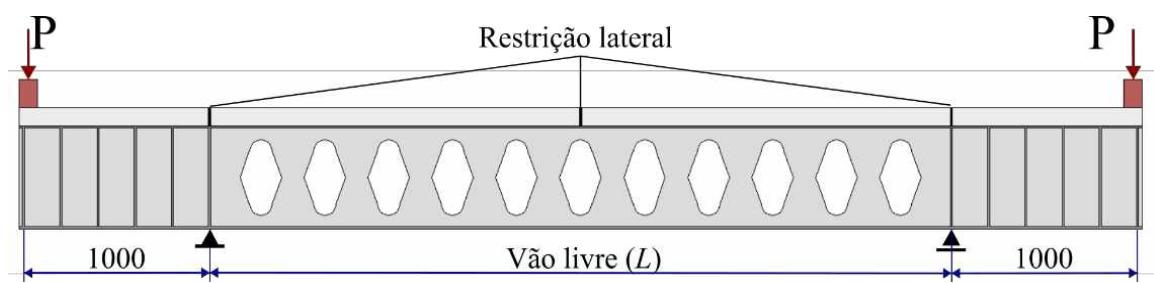
## ESTUDO PARAMÉTRICO

Neste capítulo são apresentados os parâmetros avaliados no estudo paramétrico, além das configurações geométricas e das propriedades dos materiais empregados nos modelos adotados.

### 5.1 CONFIGURAÇÕES GEOMÉTRICAS DO ESTUDO PARAMÉTRICO

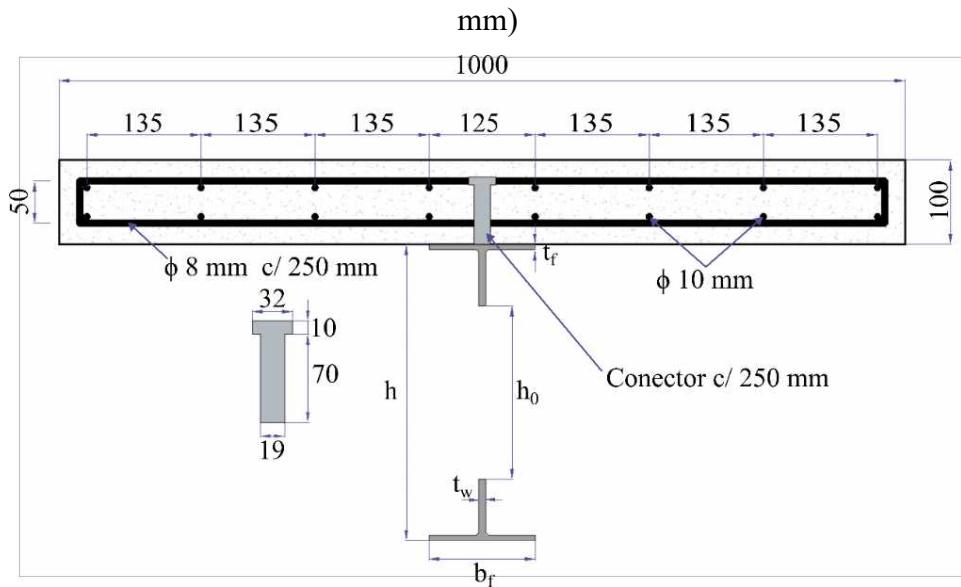
Para a realização do estudo paramétrico, a configuração geométrica dos modelos de vigas mistas adotada é semelhante à dos modelos experimentais de Tong *et al.* (2014). Esta mesma configuração geométrica foi utilizada nos estudos paramétricos de Zhou e Yan (2017), Rossi *et al.* (2020a, 2021a) e Oliveira *et al.* (2022). Os modelos consistem em uma viga contínua formada por um vão destravado (vão analisado) e dois balanços de 1 metro cada, com a presença de enrijecedores transversais utilizados para a aplicação do momento negativo. Dessa forma, é possível fazer com que o vão analisado seja submetido a uma distribuição de momento fletor negativo uniforme (flexão pura negativa) ou a um gradiente de momento negativo variável (flexão simples negativa). As condições de contorno e a geometria dos modelos de vigas mistas abordados no estudo paramétrico é mostrada na Figura 5.1. A seção transversal mista adotada para os modelos paramétricos é apresentada na Figura 5.2, considerando uma largura efetiva para a laje de concreto a uma razão de um quarto a menor vão livre avaliado, baseado na norma brasileira ABNT NBR 8800:2024. As dimensões dos perfis I adotados pode ser observada na Tabela 5.1.

Figura 5.1 - Condições de contorno e geometria dos modelos paramétricos (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2025)

Figura 5.2 - Detalhamento da seção transversal dos modelos paramétricos (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2025)

Tabela 5.1 - Dimensões dos perfis I adotados nos modelos paramétricos (dimensões em mm)

Perfil	$d^*$	$h$	$b_f$	$t_f$	$t_w$
UB 305x102x25	305,1	373,12	101,6	7,0	5,8
UB 457x152x52	449,8	550,66	152,4	10,9	7,6
UB 533x210x122	544,5	674,7	211,9	21,3	12,7

\* Altura inicial do perfil antes de passar pelo processo de castelação

Fonte: Autor (2025)

No estudo paramétrico, os seguintes parâmetros para capacidade resistente de vigas mistas com aberturas de base elípticas foram investigados: a altura da abertura a partir da relação  $h_0/h_f$ , o raio da abertura pela relação  $R/h_0$ , a largura da abertura por meio da relação  $a_0/h_0$  e a largura do montante de alma mediante a razão  $s_0/h_0$ . Também foram analisados a distribuição do momento fletor negativo, o vão livre entre apoios verticais e a influência das dimensões do perfil de aço, incluindo altura e espessuras da mesa e da alma. As aberturas na alma foram distribuídas de modo que todas as amostras tivessem uma abertura central, garantindo sempre um número ímpar de aberturas ao longo do vão. Além disso, foi verificada a distância da extremidade da primeira abertura até os enrijecedores posicionados sobre os apoios ( $s_e$ ) também foi verificada, e quando seu valor era menor que a largura do montante de alma estabelecida para o modelo proposto, essa última abertura era apagada do modelo paramétrico para evitar concentração de esforço cortante devido à proximidade com a região de apoio.

Para todos os modelos, considerou-se uma interação total de cisalhamento. De acordo com as investigações de Tong *et al.* (2014) e Zhou e Yan (2017), o efeito do grau de interação na capacidade resistente à FLD de vigas mistas de alma cheia é insignificante. Como não há estudos que abordem a influência do grau de interação no comportamento de vigas mistas com aberturas de base elíptica em regiões de momento fletor negativo, maiores investigações são necessárias.

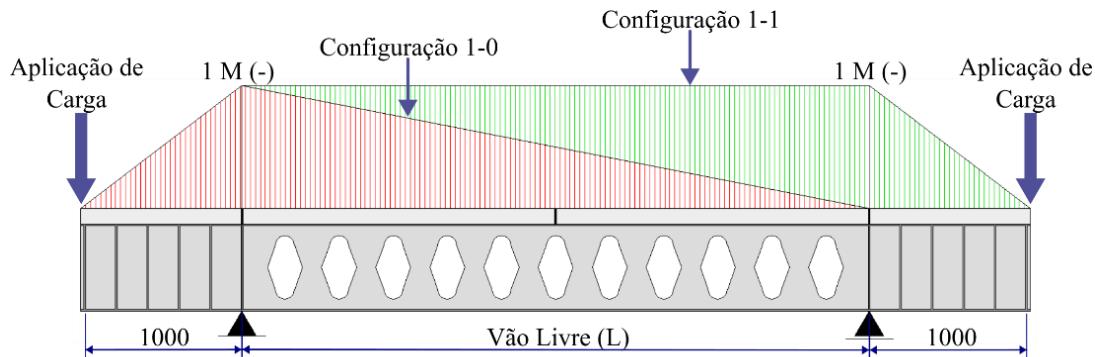
Foram desenvolvidos e analisados um total de 360 modelos no estudo paramétrico. A Tabela 5.2 apresenta os parâmetros utilizados nessa parametrização. Devido à impossibilidade de fabricação de aberturas de base elíptica com raio maior que a largura da abertura, não foi possível realizar uma combinação completa entre todas as variáveis. Considerando essas limitações geométricas, foram obtidos 15 padrões únicos de aberturas. A Figura 5.3 ilustra as distribuições de momentos fletores negativo analisadas, na qual foram verificadas duas configurações. Na primeira configuração denominada 1-1, a viga mista é submetida a um momento fletor uniforme por todo o vão livre entre apoios verticais e para obter tal condição foram aplicados carregamentos idênticos nas duas extremidades em balanço. Na segunda configuração, denominada 1-0, o carregamento foi aplicado apenas na extremidade esquerda da viga mista, resultando em um momento fletor negativo máximo na região do apoio na direção do ponto de aplicação da carga e um momento fletor nulo no apoio oposto. A Tabela 5.3 apresenta as propriedades mecânicas de cada elemento dos modelos paramétricos.

Tabela 5.2 - Parâmetros analisados no estudo paramétrico

<b>Parâmetro</b>	<b>Variabilidade</b>
Perfil de aço	UB 305x102x25; UB 457x152x52; UB 533x210x122
Altura da abertura ( $h_0/h_f$ )	0,65; 0,85
Raio de abertura ( $R/h_0$ )	0,10; 0,15; 0,20; 0,25; 0,30
Largura de abertura ( $a_0/h_0$ )	0,25; 0,35; 0,45; 0,55; 0,65
Largura do montante de alma ( $s_0/h_0$ )	0,20; 0,30; 0,40; 0,50; 0,60
Vão livre ( $L$ )	4 m; 6 m
Distribuição de momento negativo	(1-1); (1-0) (Figura 5.3)

Fonte: Autor (2025)

Figura 5.3 - Distribuição de momento fletor negativo analisados no estudo paramétrico



Fonte: Autor (2025)

Tabela 5.3 - Propriedades mecânicas dos elementos que compõem a viga mista

Elemento	E (MPa)	v	fck-cilíndrico (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>u</sub> (MPa)
Laje de concreto	29.738*	0,2	30	-	-
Perfil de Aço	200.000	0,3	-	355	490
Armaduras	210.000	0,3	-	500	550
Conektor de Cisalhamento	200.000	0,3	-	345	-

\*Valor do módulo de elasticidade do concreto calculado segundo metodologia apresentada no *International Federation for Structural Concrete (FIB) Model Code 2010*

Fonte: Autor (2025)

# CAPÍTULO 6

# RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, são apresentados os resultados e discussões dos 360 modelos paramétricos desenvolvidos. Todos os resultados dos modelos estão descritos na Tabela 6.1. Em seguida, os resultados são analisados com base na análise elástica e na análise não linear física e geométrica. Por fim, com o objetivo de avaliar a capacidade preditiva dos modelos analíticos presentes na literatura e nas normas descritas no Capítulo 3, realiza-se uma comparação direta entre os valores de capacidade resistente e de momento crítico elástico obtidos pelo modelo numérico e aqueles estimados pelos modelos analíticos.

Tabela 6.1 – Resultados do estudo paramétrico

(continua)

Perfil	L (m)	$h_0/h_f$	$a_0/h_0$	$s_0/h_0$	$R/h_0$	<sup>a</sup> n	<sup>b</sup> $\lambda_w$	<sup>c</sup> $\lambda_f$	<sup>d</sup> $\lambda$	<sup>e</sup> $M_{pl}$ (kN.m)	$M_{cr-MEF}$ (1-0) (kN.m)	<sup>f</sup> $\lambda_{LT}$ (1-0)	$M_{u-MEF}$ (1-0) (kN.m)	<sup>g</sup> Falha	$M_{cr-MEF}$ (1-1) (kN.m)	$\lambda_{LT}$ (1-1)	$M_{u-MEF}$ (1-1) (kN.m)	<sup>g</sup> Falha
UB 305x102x25	4,0	0,25	0,20	0,10	35	61,92	7,26	166,56	173,66	397,71	0,66	164,74	FLD+PTC	222,20	0,88	126,82	FLD+PTC+PMA	
			0,35	0,20	0,10	29	61,92	7,26	166,56	173,66	397,68	0,66	166,72	FLD+PTC	223,18	0,88	128,33	FLD+PTC+PMA
			0,30	0,15	25	61,92	7,26	166,56	173,66	395,30	0,66	165,89	FLD+PTC	222,81	0,88	127,31	FLD+PTC	
		0,45	0,20	0,10	25	61,92	7,26	166,56	173,66	396,52	0,66	166,06	FLD+PTC	222,83	0,88	131,11	FLD+PTC+PMA	
			0,45	0,30	0,15	21	61,92	7,26	166,56	173,66	397,87	0,66	167,08	FLD+PTC	224,45	0,88	131,99	FLD+PTC+PMA
			0,40	0,20	19	61,92	7,26	166,56	173,66	395,01	0,66	165,55	FLD+PTC	223,51	0,88	125,84	FLD+PTC	
		0,65	0,20	0,10	21	61,92	7,26	166,56	173,66	394,79	0,66	164,55	FLD+PTC	221,87	0,88	127,60	FLD+PTC+PMA	
			0,55	0,30	0,15	19	61,92	7,26	166,56	173,66	398,32	0,66	164,50	FLD+PTC	224,76	0,88	130,83	FLD+PTC+PMA
			0,40	0,20	17	61,92	7,26	166,56	173,66	397,81	0,66	164,71	FLD+PTC	225,18	0,88	128,66	FLD+PTC+PMA	
		0,50	0,25	0,25	15	61,92	7,26	166,56	173,66	395,13	0,66	165,94	FLD+PTC	224,16	0,88	126,20	FLD+PTC	
			0,50	0,20	0,10	19	61,92	7,26	166,56	173,66	392,40	0,67	165,50	FLD+PTC	220,54	0,89	127,50	FLD+PTC+PMA
			0,30	0,15	0,15	17	61,92	7,26	166,56	173,66	397,34	0,66	164,06	FLD+PTC	224,22	0,88	127,91	FLD+PTC
		0,65	0,40	0,20	0,20	15	61,92	7,26	166,56	173,66	398,91	0,66	165,64	FLD+PTC	225,80	0,88	126,84	FLD+PTC
			0,50	0,25	0,25	13	61,92	7,26	166,56	173,66	398,42	0,66	170,87	FLD+PTC	226,10	0,88	128,45	FLD+PTC
			0,60	0,30	0,30	11	61,92	7,26	166,56	173,66	394,30	0,66	162,93	FLD+PTC	225,57	0,88	132,38	FLD+PTC
		0,85	0,25	0,20	0,10	27	61,92	7,26	149,05	145,54	360,50	0,64	142,48	FLD+PTC	202,17	0,85	109,66	FLD+PTC
			0,35	0,20	0,10	23	61,92	7,26	149,05	145,54	361,51	0,63	140,43	FLD+PTC	203,27	0,85	111,07	FLD+PTC+PMA
			0,30	0,15	0,15	19	61,92	7,26	149,05	145,54	359,05	0,64	140,63	FLD+PTC	203,06	0,85	109,88	FLD+PTC
		0,45	0,20	0,10	19	61,92	7,26	149,05	145,54	362,50	0,63	139,50	FLD+PTC	203,26	0,85	109,03	FLD+PTC	
			0,45	0,30	0,15	15	61,92	7,26	149,05	145,54	363,55	0,63	145,19	FLD+PTC	205,25	0,84	108,56	FLD+PTC
			0,40	0,20	0,20	13	61,92	7,26	149,05	145,54	359,76	0,64	147,19	FLD+PTC	204,73	0,84	108,95	FLD+PTC
		0,55	0,20	0,10	15	61,92	7,26	149,05	145,54	361,66	0,63	145,47	FLD+PTC	202,55	0,85	107,86	FLD+PTC	
			0,30	0,15	0,15	13	61,92	7,26	149,05	145,54	365,06	0,63	147,96	FLD+PTC	205,89	0,84	109,27	FLD+PTC
			0,40	0,20	0,20	13	61,92	7,26	149,05	145,54	362,01	0,63	142,21	FLD+PTC	206,16	0,84	109,45	FLD+PTC
		0,50	0,25	0,25	11	61,92	7,26	149,05	145,54	358,42	0,64	144,76	FLD+PTC	205,74	0,84	110,66	FLD+PTC	

Tabela 6.1 – Resultados do estudo paramétrico

(continua)

Perfil	L (m)	$h_0/h_f$	$a_0/h_0$	$s_0/h_0$	$R/h_0$	<sup>a</sup> n	<sup>b</sup> $\lambda_w$	<sup>c</sup> $\lambda_f$	<sup>d</sup> $\lambda$	<sup>e</sup> $M_{pl}$ (kN.m)	$M_{cr-MEF\ (I-0)}$ (kN.m)	$f_{LT\ (I-0)}$	$M_{u-MEF\ (I-0)}$ (kN.m)	<sup>d</sup> Falha	$M_{cr-MEF\ (I-1)}$ (kN.m)	$\lambda_{LT\ (I-1)}$	$M_{u-MEF\ (I-1)}$ (kN.m)	<sup>d</sup> Falha	
UB 305x102x25	4,0	0,85	0,65	0,20	0,10	13	61,92	7,26	149,05	145,54	359,85	0,64	148,86	FLD+PTC	201,30	0,85	108,86	FLD+PTC	
				0,30	0,15	13	61,92	7,26	149,05	145,54	363,61	0,63	141,61	FLD+PTC	204,87	0,84	109,55	FLD+PTC	
				0,40	0,20	11	61,92	7,26	149,05	145,54	364,53	0,63	144,81	FLD+PTC	207,23	0,84	110,19	FLD+PTC	
				0,50	0,25	9	61,92	7,26	149,05	145,54	362,65	0,63	152,94	FLD+PTC	208,67	0,84	110,71	FLD+PTC	
				0,60	0,30	9	61,92	7,26	149,05	145,54	357,70	0,64	148,27	FLD+PTC	207,39	0,84	110,11	FLD+PTC	
	6,0	0,65	0,55	0,25	0,20	0,10	55	61,92	7,26	249,85	173,66	314,43	0,74	152,59	FLD+PTC	183,00	0,97	107,44	FLD+PTC+PMA
				0,30	0,10	45	61,92	7,26	249,85	173,66	315,27	0,74	152,66	FLD+PTC	183,79	0,97	107,82	FLD+PTC+PMA	
				0,35	0,15	37	61,92	7,26	249,85	173,66	314,68	0,74	153,03	FLD+PTC	183,65	0,97	107,71	FLD+PTC+PMA	
				0,40	0,10	37	61,92	7,26	249,85	173,66	314,94	0,74	155,07	FLD+PTC	183,83	0,97	108,99	FLD+PTC+PMA	
				0,45	0,30	0,15	33	61,92	7,26	249,85	173,66	316,54	0,74	154,25	FLD+PTC	184,79	0,97	108,46	FLD+PTC+PMA
	0,85	0,65	0,55	0,40	0,20	29	61,92	7,26	249,85	173,66	315,17	0,74	152,18	FLD+PTC	184,21	0,97	107,89	FLD+PTC	
				0,20	0,10	33	61,92	7,26	249,85	173,66	313,73	0,74	153,06	FLD+PTC	183,34	0,97	107,82	FLD+PTC+PMA	
				0,30	0,15	29	61,92	7,26	249,85	173,66	317,10	0,74	155,24	FLD+PTC	185,20	0,97	108,73	FLD+PTC+PMA	
				0,40	0,20	25	61,92	7,26	249,85	173,66	317,40	0,74	153,64	FLD+PTC	185,54	0,97	110,00	FLD+PTC	
				0,50	0,25	23	61,92	7,26	249,85	173,66	315,81	0,74	153,71	FLD+PTC	184,80	0,97	108,34	FLD+PTC	
		0,45	0,35	0,20	0,10	29	61,92	7,26	249,85	173,66	312,18	0,75	154,59	FLD+PTC	182,76	0,97	107,62	FLD+PTC+PMA	
				0,30	0,15	25	61,92	7,26	249,85	173,66	316,52	0,74	154,10	FLD+PTC	185,10	0,97	108,84	FLD+PTC+PMA	
				0,40	0,20	23	61,92	7,26	249,85	173,66	318,14	0,74	154,15	FLD+PTC	186,00	0,97	108,56	FLD+PTC	
				0,50	0,25	21	61,92	7,26	249,85	173,66	318,08	0,74	155,25	FLD+PTC	186,08	0,97	109,24	FLD+PTC	
				0,60	0,30	19	61,92	7,26	249,85	173,66	316,57	0,74	155,37	FLD+PTC	185,43	0,97	108,83	FLD+PTC	
	0,85	0,75	0,65	0,25	0,20	0,10	41	61,92	7,26	223,58	145,54	287,44	0,71	132,15	FLD+PTC	168,30	0,93	93,14	FLD+PTC
				0,30	0,10	33	61,92	7,26	223,58	145,54	288,80	0,71	131,89	FLD+PTC	169,34	0,93	94,92	FLD+PTC	
				0,35	0,30	0,15	29	61,92	7,26	223,58	145,54	287,56	0,71	131,25	FLD+PTC	168,96	0,93	93,37	FLD+PTC
				0,40	0,20	29	61,92	7,26	223,58	145,54	288,29	0,71	132,69	FLD+PTC	169,24	0,93	93,62	FLD+PTC	
				0,45	0,30	0,15	25	61,92	7,26	223,58	145,54	289,97	0,71	132,21	FLD+PTC	170,28	0,92	94,06	FLD+PTC
				0,40	0,20	21	61,92	7,26	223,58	145,54	288,63	0,71	134,42	FLD+PTC	170,01	0,93	93,57	FLD+PTC	

Tabela 6.1 – Resultados do estudo paramétrico

(continua)

Perfil	L (m)	$h_0/h_f$	$a_0/h_0$	$s_0/h_0$	$R/h_0$	$a_n$	$b\lambda_w$	$c\lambda_f$	$d\lambda$	$eM_{pl}$ (kN.m)	$M_{cr-MEF (1-0)}$ (kN.m)	$f\lambda_{LT (1-0)}$	$M_{u-MEF (1-0)}$ (kN.m)	$gFalha$	$M_{cr-MEF (1-1)}$ (kN.m)	$\lambda_{LT (1-1)}$	$M_{u-MEF (1-1)}$ (kN.m)	$hFalha$
UB 305x102x25	6,0	0,55	0,20	0,10	25	61,92	7,26	223,58	145,54	287,06	0,71	132,75	FLD+PTC	168,69	0,93	93,41	FLD+PTC	
			0,30	0,15	21	61,92	7,26	223,58	145,54	291,05	0,71	134,02	FLD+PTC	170,90	0,92	94,32	FLD+PTC	
			0,40	0,20	19	61,92	7,26	223,58	145,54	291,31	0,71	134,99	FLD+PTC	171,33	0,92	94,38	FLD+PTC	
			0,50	0,25	17	61,92	7,26	223,58	145,54	289,64	0,71	133,75	FLD+PTC	170,94	0,92	94,09	FLD+PTC	
		0,65	0,20	0,10	21	61,92	7,26	223,58	145,54	285,43	0,71	134,67	FLD+PTC	168,18	0,93	93,77	FLD+PTC	
			0,30	0,15	19	61,92	7,26	223,58	145,54	290,49	0,71	133,54	FLD+PTC	170,72	0,92	94,35	FLD+PTC	
			0,40	0,20	17	61,92	7,26	223,58	145,54	292,46	0,71	134,42	FLD+PTC	172,01	0,92	94,77	FLD+PTC	
			0,50	0,25	15	61,92	7,26	223,58	145,54	292,60	0,71	137,51	FLD+PTC	172,61	0,92	95,04	FLD+PTC	
		0,85	0,60	0,30	13	61,92	7,26	223,58	145,54	291,85	0,71	139,84	FLD+PTC	172,85	0,92	95,45	FLD+PTC	
			0,25	0,20	10	23	69,59	6,99	107,80	485,33	1444,67	0,58	504,01	FLD+PTC+PMA+FL	919,31	0,73	388,28	FLD+PTC
			0,30	0,20	19	69,59	6,99	107,80	485,33	1469,47	0,57	507,24	FLD+PTC+FL	921,82	0,73	380,53	FLD+PTC	
			0,35	0,20	15	69,59	6,99	107,80	485,33	1374,77	0,59	477,95	FLD+PTC+FL	919,72	0,73	377,34	FLD+PTC	
			0,40	0,20	17	69,59	6,99	107,80	485,33	1468,63	0,57	471,61	FLD+PTC+FL	922,16	0,73	377,83	FLD+PTC	
			0,45	0,30	15	13	69,59	6,99	107,80	485,33	1424,27	0,58	525,94	FLD+PTC+FL	925,74	0,72	383,79	FLD+PTC
			0,50	0,40	20	11	69,59	6,99	107,80	485,33	1343,06	0,60	529,23	FLD+PTC+FL	925,42	0,72	386,21	FLD+PTC
			0,55	0,20	10	13	69,59	6,99	107,80	485,33	1473,23	0,57	527,97	FLD+PTC+FL	925,42	0,72	384,08	FLD+PTC
			0,65	0,30	15	13	69,59	6,99	107,80	485,33	1422,77	0,58	489,18	FLD+PTC+FL	924,55	0,72	381,34	FLD+PTC
UB 457x152x52	4,0	0,55	0,40	0,20	11	69,59	6,99	107,80	485,33	1373,06	0,59	513,86	FLD+PTC+FL	924,90	0,72	382,27	FLD+PTC	
			0,50	0,25	9	69,59	6,99	107,80	485,33	1331,13	0,60	547,48	FLD+PTC+FL	926,11	0,72	395,16	FLD+PTC	
			0,60	0,20	13	69,59	6,99	107,80	485,33	1442,30	0,58	493,71	FLD+PTC+FL	922,53	0,73	391,56	FLD+PTC	
			0,65	0,30	15	11	69,59	6,99	107,80	485,33	1425,95	0,58	513,96	FLD+PTC+FL	925,95	0,72	426,42	FLD+PTC
		0,85	0,40	0,20	9	69,59	6,99	107,80	485,33	1417,54	0,59	553,58	FLD+PTC+FMA+FL	929,63	0,72	419,78	FLD+PTC	
			0,50	0,25	9	69,59	6,99	107,80	485,33	1361,20	0,60	499,08	FLD+PTC+FL	926,24	0,72	376,46	FLD+PTC	
			0,60	0,30	7	69,59	6,99	107,80	485,33	1356,74	0,60	570,73	FLD+PTC+FL	928,30	0,72	384,56	FLD+PTC	
			0,75	0,20	10	17	69,59	6,99	97,92	407,44	1056,49	0,62	437,23	FLD+PTC+FL	878,33	0,62	349,83	FLD+PTC
		0,35	0,20	0,10	15	69,59	6,99	97,92	407,44	1159,11	0,59	423,57	FLD+PTC+FL	878,76	0,59	351,06	FLD+PTC	
			0,30	0,15	11	69,59	6,99	97,92	407,44	1161,08	0,59	443,48	FLD+PTC+FL	883,32	0,59	354,96	FLD+PTC	

Tabela 6.1 – Resultados do estudo paramétrico

(continua)

Perfil	L (m)	$h_0/h_f$	$a_0/h_0$	$s_0/h_0$	$R/h_0$	<sup>a</sup> n	<sup>b</sup> $\lambda_w$	<sup>c</sup> $\lambda_f$	<sup>d</sup> $\lambda$	<sup>e</sup> $M_{pl}$ (kN.m)	$M_{cr-MEF\ (I-0)}$ (kN.m)	$f_{LT\ (I-0)}$	$M_{u-MEF\ (I-0)}$ (kN.m)	<sup>d</sup> Falha	$M_{cr-MEF\ (I-I)}$ (kN.m)	$\lambda_{LT\ (I-I)}$	$M_{u-MEF\ (I-I)}$ (kN.m)	<sup>d</sup> Falha
4,0	0,85	0,45	0,20	0,10	13	69,59	6,99	97,92	407,44	1225,25	0,58	425,29	FLD+PTC+FL	879,15	0,58	353,24	FLD+PTC	
			0,30	0,15	11	69,59	6,99	97,92	407,44	1248,23	0,57	425,05	FLD+PTC+FL	881,05	0,57	351,37	FLD+PTC	
			0,40	0,20	9	69,59	6,99	97,92	407,44	1235,13	0,57	438,31	FLD+PTC+FL	882,89	0,57	351,77	FLD+PTC	
		0,55	0,20	0,10	11	69,59	6,99	97,92	407,44	1270,27	0,57	436,59	FLD+PTC+FL	879,79	0,57	354,37	FLD+PTC	
			0,30	0,15	9	69,59	6,99	97,92	407,44	1312,93	0,56	446,72	FLD+PTC+FL	885,21	0,56	353,89	FLD+PTC	
			0,40	0,20	7	69,59	6,99	97,92	407,44	1315,42	0,56	493,23	FLD+PTC+FMA+FL	890,20	0,60	357,63	FLD+PTC	
		0,65	0,50	0,25	7	69,59	6,99	97,92	407,44	1260,98	0,57	480,64	FLD+PTC+FL	887,11	0,57	355,48	FLD+PTC	
			0,20	0,10	9	69,59	6,99	97,92	407,44	1292,08	0,56	446,30	FLD+PTC+FL	881,92	0,56	366,56	FLD+PTC	
			0,30	0,15	7	69,59	6,99	97,92	407,44	1360,62	0,55	475,57	FLD+PTC+FMA+FL	890,47	0,59	360,18	FLD+PTC	
UB 457x152x52	6,0	0,40	0,40	0,20	7	69,59	6,99	97,92	407,44	1338,43	0,55	451,66	FLD+PTC+FL	889,51	0,55	356,54	FLD+PTC	
			0,50	0,25	7	69,59	6,99	97,92	407,44	1290,94	0,56	446,68	FLD+PTC+FL	886,58	0,56	353,67	FLD+PTC	
			0,60	0,30	5	69,59	6,99	97,92	407,44	1266,92	0,57	510,06	FLD+PTC+FMA+FL	889,86	0,62	361,89	FLD+PTC	
		0,25	0,25	0,20	0,10	37	69,59	6,99	161,70	485,33	1062,15	0,68	464,16	FLD + PTC + FL	591,61	0,91	340,13	FLD
			0,35	0,20	0,10	29	69,59	6,99	161,70	485,33	1068,65	0,67	467,36	FLD + PTC + FL	594,45	0,90	340,20	FLD
			0,30	0,15	25	69,59	6,99	161,70	485,33	1060,40	0,68	457,34	FLD + PTC + FL	593,52	0,90	344,04	FLD	
		0,45	0,20	0,10	25	69,59	6,99	161,70	485,33	1068,36	0,67	461,98	FLD + PTC + FL	593,96	0,90	335,76	FLD	
			0,30	0,15	21	69,59	6,99	161,70	485,33	1069,04	0,67	482,40	FLD + PTC + FL	597,36	0,90	350,15	FLD	
			0,40	0,20	19	69,59	6,99	161,70	485,33	1060,02	0,68	461,22	FLD + PTC + FL	595,21	0,90	347,82	FLD + PTC	
		0,55	0,20	0,10	21	69,59	6,99	161,70	485,33	1063,02	0,68	469,98	FLD + PTC + FL	591,26	0,91	350,66	FLD + PTC	
			0,30	0,15	19	69,59	6,99	161,70	485,33	1071,75	0,67	461,38	FLD + PTC + FL	598,13	0,90	354,07	FLD + PTC	
			0,40	0,20	17	69,59	6,99	161,70	485,33	1068,84	0,67	463,09	FLD + PTC + FL	598,93	0,90	351,14	FLD + PTC	
		0,65	0,50	0,25	15	69,59	6,99	161,70	485,33	1060,60	0,68	476,69	FLD + PTC + FL	596,86	0,90	351,14	FLD + PTC	
			0,20	0,10	19	69,59	6,99	161,70	485,33	1060,11	0,68	456,62	FLD + PTC + FL	589,52	0,91	348,49	FLD + PTC + PMA	
			0,30	0,15	17	69,59	6,99	161,70	485,33	1070,49	0,67	455,53	FLD + PTC + FL	597,22	0,90	350,70	FLD + PTC	
6,0	0,85	0,65	0,40	0,20	15	69,59	6,99	161,70	485,33	1072,53	0,67	484,39	FLD + PTC + FL	600,48	0,90	352,44	FLD + PTC	
			0,50	0,25	13	69,59	6,99	161,70	485,33	1069,13	0,67	493,65	FLD + PTC + FL	601,41	0,90	349,93	FLD + PTC	
		0,55	0,60	0,30	13	69,59	6,99	161,70	485,33	1061,08	0,68	461,49	FLD + PTC + FL	597,99	0,90	348,57	FLD + PTC	
			0,25	0,20	0,10	27	69,59	6,99	146,88	407,44	957,44	0,65	397,49	FLD + PTC + FL	546,05	0,86	304,45	FLD + PTC

Tabela 6.1 – Resultados do estudo paramétrico

(continua)

Perfil	L (m)	$h_0/h_r$	$a_0/h_0$	$s_0/h_0$	$R/h_0$	<sup>a</sup> n	<sup>b</sup> $\lambda_w$	<sup>c</sup> $\lambda_f$	<sup>d</sup> $\lambda$	<sup>e</sup> $M_{pl}$ (kN.m)	$M_{cr-MEF\ (I-0)}$ (kN.m)	$f_{LT\ (I-0)}$	$M_{u-MEF\ (I-0)}$ (kN.m)	<sup>d</sup> Falha	$M_{cr-MEF\ (I-I)}$ (kN.m)	$\lambda_{LT\ (I-I)}$	$M_{u-MEF\ (I-I)}$ (kN.m)	<sup>d</sup> Falha	
UB 457x152x52	6,0	0,85	0,55	0,35	0,20	0,10	23	69,59	6,99	146,88	407,44	970,68	0,65	405,98	FLD + PTC + FL	548,78	0,86	305,43	FLD + PTC
					0,30	0,15	19	69,59	6,99	146,88	407,44	959,57	0,65	411,45	FLD + PTC + FL	548,14	0,86	306,69	FLD + PTC
					0,20	0,10	19	69,59	6,99	146,88	407,44	976,11	0,65	416,67	FLD + PTC + FL	548,89	0,86	306,56	FLD + PTC
				0,45	0,30	0,15	17	69,59	6,99	146,88	407,44	973,10	0,65	404,68	FLD + PTC + FL	551,96	0,86	304,41	FLD + PTC
					0,40	0,20	13	69,59	6,99	146,88	407,44	961,51	0,65	426,17	FLD + PTC + FL	552,55	0,86	309,03	FLD + PTC
					0,20	0,10	17	69,59	6,99	146,88	407,44	976,01	0,65	407,74	FLD + PTC + FL	546,76	0,86	309,14	FLD + PTC
				0,60	0,30	0,15	15	69,59	6,99	146,88	407,44	979,60	0,64	400,28	FLD + PTC + FL	553,21	0,86	304,00	FLD + PTC
					0,40	0,20	13	69,59	6,99	146,88	407,44	971,36	0,65	406,14	FLD + PTC + FL	555,12	0,86	310,62	FLD + PTC
					0,50	0,25	11	69,59	6,99	146,88	407,44	957,50	0,65	419,46	FLD + PTC + FL	554,54	0,86	312,24	FLD + PTC
				0,65	0,20	0,10	15	69,59	6,99	146,88	407,44	973,10	0,65	401,44	FLD + PTC + FL	543,92	0,87	304,23	FLD + PTC
					0,30	0,15	13	69,59	6,99	146,88	407,44	981,93	0,64	406,79	FLD + PTC + FL	552,78	0,86	304,53	FLD + PTC
					0,40	0,20	11	69,59	6,99	146,88	407,44	979,31	0,65	414,35	FLD + PTC + FL	557,96	0,85	313,06	FLD + PTC
UB 533x210x122	4,0	0,65	0,25	0,35	0,50	0,25	9	69,59	6,99	146,88	407,44	966,61	0,65	444,29	FLD + PTC + FL	561,61	0,85	314,28	FLD + PTC
					0,60	0,30	9	69,59	6,99	146,88	407,44	953,30	0,65	425,10	FLD + PTC + FL	558,23	0,85	310,90	FLD + PTC
					0,25	0,20	0,10	49,77	4,97	74,28	1385,28	5733,96	0,49	1344,92	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4284,49	0,57	1196,48	FLD+PTC
					0,35	0,20	0,10	49,77	4,97	74,28	1385,28	6099,07	0,48	1548,69	FLD+PTC+PMA+FL	4301,76	0,57	1197,68	FLD+PTC
					0,30	0,15	13	49,77	4,97	74,28	1385,28	5601,75	0,50	1510,58	FLD+PTC+PMA+FL	4292,54	0,57	1171,73	FLD+PTC
					0,20	0,10	13	49,77	4,97	74,28	1385,28	6232,93	0,47	1548,84	FLD+PTC+PMA+FL	4301,85	0,57	1174,46	FLD+PTC
			0,45	0,60	0,30	0,15	11	49,77	4,97	74,28	1385,28	5918,26	0,48	1550,89	FLD+PTC+PMA+FL	4307,58	0,57	1159,54	FLD+PTC
					0,40	0,20	9	49,77	4,97	74,28	1385,28	5603,11	0,50	1565,47	FLD+PTC+PMA+FL	4321,64	0,57	1173,06	FLD+PTC
					0,20	0,10	11	49,77	4,97	74,28	1385,28	6265,42	0,47	1566,45	FLD+PTC+PMA+FL	4309,13	0,57	1190,60	FLD+PTC
			0,55	0,65	0,30	0,15	9	49,77	4,97	74,28	1385,28	6121,67	0,48	1609,77	FLD+PTC+PMA+FL	4331,44	0,57	1195,52	FLD+PTC
					0,40	0,20	9	49,77	4,97	74,28	1385,28	5837,46	0,49	1530,60	FLD+PTC+PMA+FL	4304,38	0,57	1172,20	FLD+PTC
					0,50	0,25	7	49,77	4,97	74,28	1385,28	5681,97	0,49	1635,79	FLD+PTC+PMA+FL	4336,09	0,57	1197,92	FLD+PTC
			0,65	0,60	0,20	0,10	9	49,77	4,97	74,28	1385,28	6228,66	0,47	1620,86	FLD+PTC+PMA+FL	4327,27	0,57	1204,82	FLD+PTC
					0,30	0,15	9	49,77	4,97	74,28	1385,28	6124,97	0,48	1533,75	FLD+PTC+PMA+FL	4307,96	0,57	1178,38	FLD+PTC
					0,40	0,20	7	49,77	4,97	74,28	1385,28	6093,44	0,48	1635,41	FLD+PTC+PMA+FL	4345,60	0,56	1199,35	FLD+PTC
			0,30	0,35	0,50	0,25	7	49,77	4,97	74,28	1385,28	5919,43	0,48	1603,05	FLD+PTC+PMA+FL	4321,45	0,57	1193,42	FLD+PTC
					0,60	0,30	7	49,77	4,97	74,28	1385,28	5757,92	0,49	1543,57	FLD+PTC+PMA+FL	4298,94	0,57	1188,48	FLD+PTC

Tabela 6.1 – Resultados do estudo paramétrico

(continua)

Perfil	L (m)	$h_0/h_r$	$a_0/h_0$	$s_0/h_0$	$R/h_0$	<sup>a</sup> n	<sup>b</sup> $\lambda_w$	<sup>c</sup> $\lambda_f$	<sup>d</sup> $\lambda$	<sup>e</sup> $M_{pl}$ (kN.m)	$M_{cr-MEF\ (1-0)}$ (kN.m)	$f_{LT\ (1-0)}$	$M_{u-MEF\ (1-0)}$ (kN.m)	<sup>d</sup> Falha	$M_{cr-MEF\ (1-1)}$ (kN.m)	$\lambda_{LT\ (1-1)}$	$M_{u-MEF\ (1-1)}$ (kN.m)	<sup>d</sup> Falha
UB 533x210x122	4,0	0,85	0,25	0,20	0,10	15	49,77	4,97	68,82	1202,95	3927,43	0,55	1160,98	PTC+FMA+PMA+FL	4163,24	0,54	1034,30	FLD+PTC
			0,35	0,20	0,10	11	49,77	4,97	68,82	1202,95	4422,81	0,52	1364,59	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4200,49	0,54	1038,86	FLD+PTC
			0,30	0,15	9	49,77	4,97	68,82	1202,95	4430,86	0,52	1384,28	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4204,85	0,53	1040,80	FLD+PTC	
			0,40	0,20	7	49,77	4,97	68,82	1202,95	4746,60	0,50	1406,70	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4213,39	0,53	1069,16	FLD+PTC	
			0,45	0,30	0,15	9	49,77	4,97	68,82	1202,95	4894,14	0,50	1302,99	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4180,70	0,54	1052,08	FLD+PTC
			0,40	0,20	7	49,77	4,97	68,82	1202,95	4951,95	0,49	1398,88	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4208,35	0,53	1045,30	FLD+PTC	
			0,55	0,20	0,10	9	49,77	4,97	68,82	1202,95	4920,23	0,49	1299,73	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4179,73	0,54	1057,30	FLD+PTC
			0,30	0,15	7	49,77	4,97	68,82	1202,95	5278,55	0,48	1370,47	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4217,46	0,53	1067,65	FLD+PTC	
			0,40	0,20	7	49,77	4,97	68,82	1202,95	5384,47	0,47	1324,13	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4190,69	0,54	1063,70	FLD+PTC	
			0,50	0,25	5	49,77	4,97	68,82	1202,95	5344,89	0,47	1481,94	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4254,91	0,53	1059,43	FLD+PTC	
			0,65	0,20	0,10	7	49,77	4,97	68,82	1202,95	5062,82	0,49	1441,49	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4209,51	0,53	1073,15	FLD+PTC
			0,30	0,15	7	49,77	4,97	68,82	1202,95	5473,61	0,47	1353,47	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4189,24	0,54	1066,65	FLD+PTC	
			0,60	0,30	5	49,77	4,97	68,82	1202,95	5757,44	0,46	1476,41	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4266,25	0,53	1079,09	FLD+PTC	
			0,50	0,25	5	49,77	4,97	68,82	1202,95	5607,09	0,46	1458,99	FLD+PTC+FMA+PMA+FL	4237,54	0,53	1051,03	FLD+PTC	
			0,75	0,60	0,30	5	49,77	4,97	68,82	1202,95	5359,64	0,47	1380,57	FLD+PTC+FL	4210,77	0,53	1063,99	FLD+PTC
6,0	0,65	0,25	0,20	0,10	29	49,77	4,97	111,42	1385,28	5241,49	0,51	1426,81	FLD+PTC+FL	2743,94	0,71	1115,04	FLD+PTC	
			0,35	0,20	0,10	25	49,77	4,97	111,42	1385,28	5272,44	0,51	1419,67	FLD+PTC+FL	2749,66	0,71	1084,77	FLD+PTC
			0,30	0,15	21	49,77	4,97	111,42	1385,28	5216,85	0,52	1413,66	FLD+PTC+FL	2745,97	0,71	1084,61	FLD+PTC	
			0,45	0,30	0,15	17	49,77	4,97	111,42	1385,28	5281,75	0,51	1409,29	FLD+PTC+FL	2750,63	0,71	1103,04	FLD+PTC
			0,40	0,20	15	49,77	4,97	111,42	1385,28	5272,73	0,51	1461,94	FLD+PTC+FL	2763,72	0,71	1122,16	FLD+PTC	
		0,55	0,20	0,10	17	49,77	4,97	111,42	1385,28	5220,44	0,52	1483,67	FLD+PTC+FL	2757,03	0,71	1108,02	FLD+PTC	
			0,30	0,15	15	49,77	4,97	111,42	1385,28	5280,87	0,51	1456,60	FLD+PTC+FL	2752,96	0,71	1125,26	FLD+PTC	
			0,40	0,20	13	49,77	4,97	111,42	1385,28	5291,35	0,51	1474,62	FLD+PTC+FL	2767,60	0,71	1116,40	FLD+PTC	
			0,50	0,25	11	49,77	4,97	111,42	1385,28	5273,89	0,51	1487,81	FLD+PTC+FL	2772,84	0,71	1107,74	FLD+PTC	
			0,60	0,30	9	49,77	4,97	111,42	1385,28	5244,11	0,51	1530,57	FLD+PTC+FL	2775,56	0,71	1110,90	FLD+PTC	

Tabela 6.1 – Resultados do estudo paramétrico

(conclusão)

Perfil	L (m)	$h_0/h_f$	$a_0/h_0$	$s_0/h_0$	$R/h_0$	<sup>a</sup> n	<sup>b</sup> $\lambda_w$	<sup>c</sup> $\lambda_f$	<sup>d</sup> $\lambda$	<sup>e</sup> $M_{pl}$ (kN.m)	$M_{cr-MEF\ (1-0)}$ (kN.m)	$f_{LT\ (1-0)}$	$M_{u-MEF\ (1-0)}$ (kN.m)	<sup>d</sup> Falha	$M_{cr-MEF\ (1-1)}$ (kN.m)	$\lambda_{LT\ (1-1)}$	$M_{u-MEF\ (1-1)}$ (kN.m)	<sup>d</sup> Falha	
UB 533x210x122	6,0	0,65	0,65	0,20	0,10	15	49,77	4,97	111,42	1385,28	5260,21	0,51	1509,13	FLD+PTC+FL	2745,68	0,71	1094,06	FLD+PTC	
				0,30	0,15	13	49,77	4,97	111,42	1385,28	5296,69	0,51	1530,05	FLD+PTC+FL	2770,42	0,71	1108,91	FLD+PTC	
				0,40	0,20	13	49,77	4,97	111,42	1385,28	5286,89	0,51	1430,45	FLD+PTC+FL	2767,31	0,71	1096,65	FLD+PTC	
				0,50	0,25	11	49,77	4,97	111,42	1385,28	5273,79	0,51	1465,36	FLD+PTC+FL	2773,91	0,71	1107,67	FLD+PTC	
				0,60	0,30	9	49,77	4,97	111,42	1385,28	5260,99	0,51	1530,59	FLD+PTC+FL	2784,29	0,71	1113,98	FLD+PTC	
		0,35	0,35	0,25	0,20	0,10	23	49,77	4,97	103,22	1202,95	4658,52	0,51	1231,81	FLD+PTC+FL	2596,59	0,68	1001,18	FLD+PTC
				0,20	0,10	19	49,77	4,97	103,22	1202,95	4808,10	0,50	1225,56	FLD+PTC+FL	2608,23	0,68	1001,89	FLD+PTC	
				0,30	0,15	15	49,77	4,97	103,22	1202,95	4756,49	0,50	1289,98	FLD+PTC+FL	2610,08	0,68	1012,55	FLD+PTC	
				0,20	0,10	15	49,77	4,97	103,22	1202,95	4880,56	0,50	1266,87	FLD+PTC+FL	2617,35	0,68	1010,50	FLD+PTC	
				0,45	0,30	0,15	13	49,77	4,97	103,22	1202,95	4863,58	0,50	1268,37	FLD+PTC+FL	2624,72	0,68	1012,18	FLD+PTC
		0,55	0,55	0,40	0,20	11	49,77	4,97	103,22	1202,95	4811,98	0,50	1304,54	FLD+PTC+FL	2628,02	0,68	1036,25	FLD+PTC	
				0,20	0,10	13	49,77	4,97	103,22	1202,95	4902,96	0,50	1276,84	FLD+PTC+PMA+FL	2613,37	0,68	1027,93	FLD+PTC	
				0,30	0,15	11	49,77	4,97	103,22	1202,95	4924,88	0,49	1299,05	FLD+PTC+FL	2636,56	0,68	1006,06	FLD+PTC	
				0,40	0,20	9	49,77	4,97	103,22	1202,95	4901,60	0,50	1362,63	FLD+PTC+FL	2655,57	0,67	1027,93	FLD+PTC	
				0,50	0,25	9	49,77	4,97	103,22	1202,95	4812,36	0,50	1314,94	FLD+PTC+FL	2635,39	0,68	1029,96	FLD+PTC	
		0,65	0,65	0,20	0,10	11	49,77	4,97	103,22	1202,95	4918,58	0,49	1322,95	FLD+PTC+PMA+FL	2615,61	0,68	1040,29	FLD+PTC	
				0,30	0,15	9	49,77	4,97	103,22	1202,95	4967,66	0,49	1261,04	FLD+PTC+FL	2651,88	0,67	1020,33	FLD+PTC	
				0,40	0,20	9	49,77	4,97	103,22	1202,95	4923,82	0,49	1321,96	FLD+PTC+FL	2644,41	0,67	1039,53	FLD+PTC	
				0,50	0,25	7	49,77	4,97	103,22	1202,95	4905,00	0,50	1450,28	FLD+PTC+FL	2676,81	0,67	1038,21	FLD+PTC	
				0,60	0,30	7	49,77	4,97	103,22	1202,95	4806,25	0,50	1402,43	FLD+PTC+FL	2654,99	0,67	1054,89	FLD+PTC	

<sup>a</sup>n = número de aberturas<sup>b</sup> $\lambda_w$ = Esbeltez da alma<sup>c</sup> $\lambda_f$ = Esbeltez da mesa<sup>d</sup> $\lambda$  = Esbeltez global<sup>e</sup> $M_{pl}$ = Momento de plastificação da seção transversal mista<sup>f</sup> $\lambda_{LT}$ = Esbeltez reduzida conforme Equação 3.20

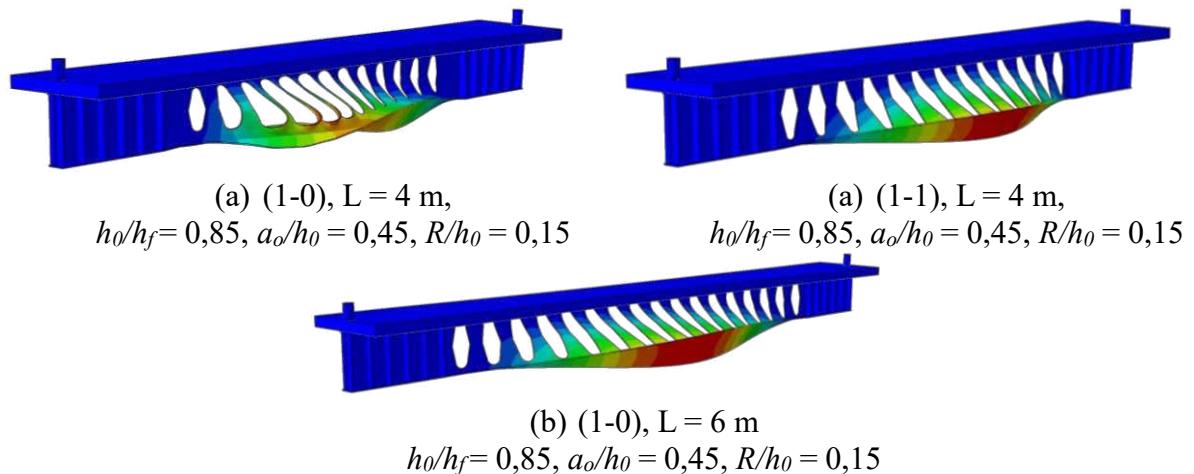
FLD = Instabilidade lateral com distorção, PTC = plastificação do tê comprimido, PMA = plastificação do montante de alma, FMA = instabilidade no montante de alma, FL = instabilidade local

Fonte: Autor (2025)

## 6.1 ANÁLISE DE ESTABILIDADE ELÁSTICA

Esta Seção apresenta e discute os modos de flambagem observados no estudo paramétrico, considerando os principais parâmetros geométricos das vigas mistas com aberturas de base elípticas, distribuição do momento fletor negativo, vão livre entre apoios verticais e dimensões da seção I. Os resultados indicaram que o vão, a distribuição do momento fletor negativo e as dimensões da seção I foram os fatores mais influentes nos modos de flambagem. Nos modelos compostos pelos perfis de aço UB457x152x52 e UB533x210x122, quando submetidos a um gradiente de momento fletor negativo (1-0) e um vão de 4 metros, observou-se uma combinação de modos de flambagem característicos da instabilidade lateral com distorção (FLD), instabilidade no montante de alma (FMA) e instabilidade local da mesa (FLM) (Figura 6.1a). No entanto, para os mesmos modelos com vão de 4 metros, mas submetidos a um momento fletor negativo uniforme (1-1), apenas a FLD foi observada como modo de flambagem (Figura 6.1b). Com o aumento do vão para 6 metros, todos os modelos apresentaram FLD como modo de flambagem predominante (Figura 6.1c), independentemente da distribuição do momento fletor negativo e da variação dos parâmetros das aberturas.

Figura 6.1- Influência da variação do vão no modo de flambagem dos modelos UB 457x152x52

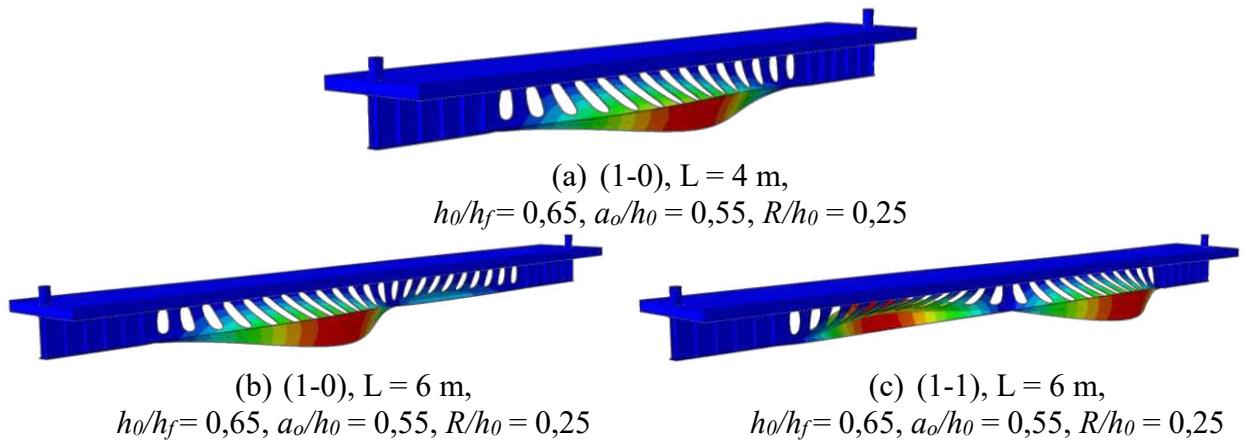


Fonte: Autor (2025)

A variação do vão também influenciou o modo de flambagem dos modelos compostos pelo perfil UB305x102x25. Para um vão de 4 metros, a FLD permaneceu como o modo de flambagem dominante, independentemente da distribuição do momento fletor negativo (Figura 6.2). No entanto, com o aumento do vão para 6 metros, os modelos apresentaram dois

deslocamentos laterais característicos da FLD. No modelo submetido a um gradiente de momento fletor negativo, o deslocamento lateral mais próximo do apoio com momento fletor máximo apresentou maior amplitude (Figura 6.2). Em contraste, nos modelos submetidos a um momento fletor negativo uniforme, ambas as ondas exibiram a mesma amplitude, porém com direções contrárias (Figura 6.2).

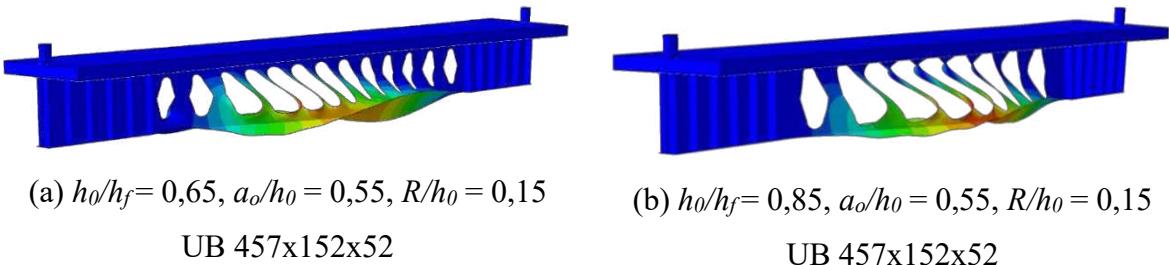
Figura 6.2 - Influência da variação do vão no modo de flambagem dos modelos UB 305x102x25



Fonte: Autor (2025)

Em relação à variação dos parâmetros da abertura de base elíptica ( $h_0$ ,  $a_0$  e  $R$ ), verificou-se que sua influência é significativamente maior em modelos submetidos a um gradiente de momento fletor negativo (1-0) do que naqueles com momento fletor negativo uniforme (1-1). Essa tendência foi observada de forma consistente em todos os modelos compostos pelos perfis UB533x210x122 e UB457x152x52 com vão de 4 metros e submetidos a um gradiente de momento fletor negativo. Vale destacar que, nos modelos em que a FLD foi o único modo de flambagem identificado, a variação dos parâmetros das aberturas não influenciou o modo de flambagem. Entre os parâmetros analisados, a variação da altura da abertura mostrou um impacto relevante. Conforme ilustrado na Figura 6.3, mesmo alterando apenas a altura da abertura por meio das razões  $h_0/h_f = 0,65$  (Figura 6.3a) e  $h_0/h_f = 0,85$  (Figura 6.3b), o modo de flambagem permaneceu inalterado, caracterizado por FLD + FMA + FLM. No entanto, observou-se que, à medida que a altura da abertura aumenta, a FMA se torna mais pronunciada em relação aos demais modos de flambagem.

Figura 6.3 - Influência da altura da abertura nos modos de flambagem

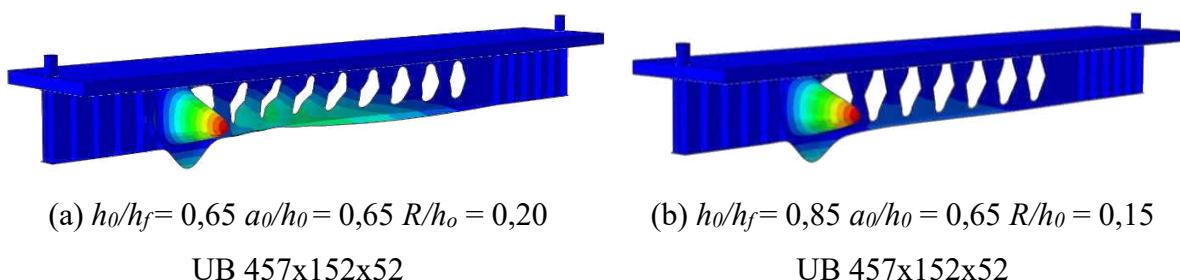


Fonte: Autor (2025)

A influência dos demais parâmetros das aberturas também foram avaliados, a largura, raio da abertura e largura do montante da alma também foi avaliada na análise de flambagem. Apesar das variações nesses três parâmetros, o modo de flambagem permaneceu inalterado (FLD + FMA + FLM), como o comportamento observado com variações na altura da abertura. No entanto, essas variações não afetaram a FMA.

É importante destacar que, em alguns modelos com o perfil UB457x152x52, vão de 4 metros e submetidos a um gradiente de momento fletor negativo (1-0), a remoção da última abertura – quando a largura do enrijecedor de extremidade era menor que a largura do montante de alma – resultou na ocorrência do modo de flambagem característico da FLA ou em sua combinação com outros modos de flambagem na região próxima ao apoio com momento fletor negativo máximo. Alguns desses casos podem ser observados na Figura 6.4. Ressalta-se que o valor de  $M_{cr}$  obtido numericamente para esses modelos foi determinado com base no modo de flambagem que representava a FLD, seja isoladamente ou em conjunto com outros modos de colapso. Esse comportamento normalmente correspondia ao segundo ou terceiro modo de flambagem identificado nas análises.

Figura 6.4 - FLA em alguns modelos sob momento fletor variável



Fonte: Autor (2025)

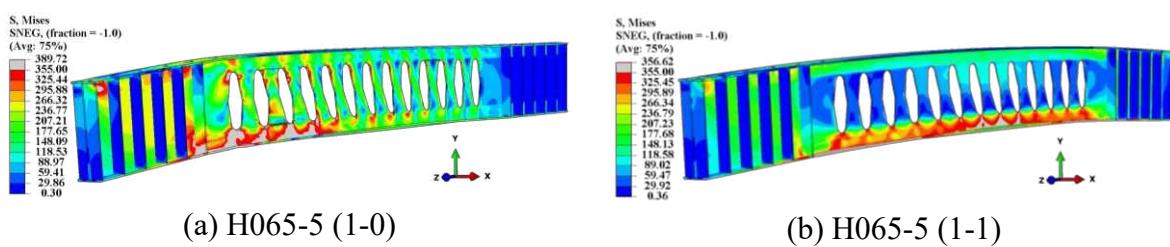
## 6.2 ANÁLISE NÃO LINEAR FÍSICA E GEOMÉTRICA

Nesta seção os resultados acerca da influência da distribuição do momento fletor negativo, vazio livre entre os apoios verticais, dimensões da seção I e os parâmetros das aberturas de base elípticas ( $h_0$ ,  $a_0$  e  $R$ ) considerando a análise não-linear física e geométrica, são apresentados e discutidos

### **6.2.1 Distribuição do momento fletor**

De maneira geral, independentemente da distribuição do momento fletor negativo, todos os modelos apresentaram FLD e PTC como os principais modos de falha. No entanto, a configuração final de tensões que levou a esses modos de falha variou conforme a distribuição do momento fletor negativo. Em ambos os casos, o escoamento do perfil de aço teve início na região imediatamente abaixo das aberturas de base elíptica. A partir desse ponto, o escoamento se propagou das extremidades das aberturas em direção à mesa inferior e da mesa inferior de volta para as aberturas. Quando essas regiões plastificadas se encontraram, toda a mesa inferior havia escoado, caracterizando o PTC. Nos modelos submetidos a um gradiente de momento fletor negativo, o escoamento da mesa inferior ocorreu apenas nas aberturas próximas ao ponto de momento fletor máximo. À medida que as aberturas se afastavam do apoio onde ocorre esse momento máximo, a intensidade do momento diminuía, resultando em um escoamento menos pronunciado. Nesse cenário, a mesa inferior perde rigidez, desencadeando o deslocamento lateral característico da FLD (Figura 6.5a). Já nos modelos submetidos a um momento fletor negativo uniforme, devido à maior extensão do escoamento causada pela presença do momento fletor máximo ao longo de todo o vão, a mesa inferior perde rigidez e inicia o deslocamento lateral característico da FLD antes mesmo de atingir o escoamento completo da seção duplo “Tê” inferior (Figura 6.5b).

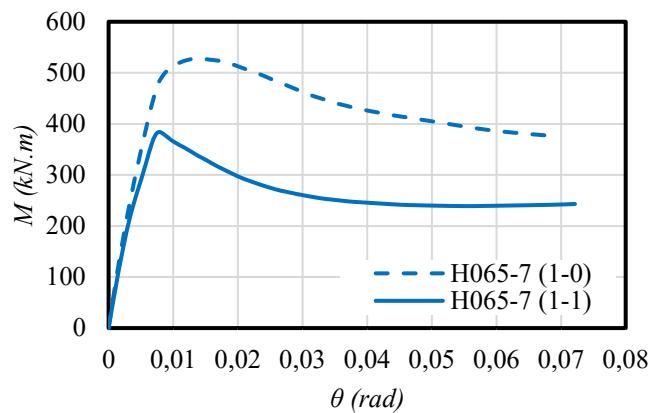
Figura 6.5 – Influência da distribuição de momento na configuração deformada da viga mista (tensões em MPa)



Fonte: Autor (2025)

A diferença na extensão da PTC afetou tanto a rigidez após atingir a carga crítica quanto sua capacidade resistente. Modelos submetidos a momentos fletor variável apresentaram maior capacidade resistente à carga em comparação àqueles sob momentos fletor uniforme (Figura 6.6) devido à sua capacidade de redistribuir forças em regiões do “Tê” inferior que ainda não haviam escoado. Em contraste, vigas mistas sob momento fletor uniforme apresentam o “Tê” inferior totalmente escoado, perdendo sua capacidade de redistribuir forças e, portanto, reduzindo sua capacidade de carga e rigidez.

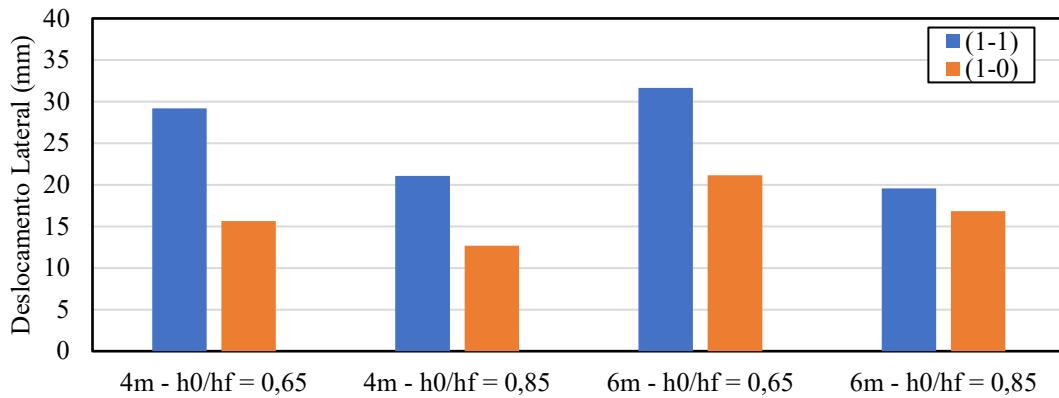
Figura 6.6- Influência da distribuição do momento fletor nos modelos paramétricos



Fonte: Autor (2025)

O deslocamento lateral também foi influenciado pela distribuição do momento fletor negativo. No entanto, seu impacto também está associado ao tipo de perfil I, ao vão e à razão de abertura ( $h_0/h_f$ ). Os modelos compostos pelo perfil UB305x102x25 apresentaram, em média, maior deslocamento lateral sob momentos fletores negativos uniformes em comparação com aqueles submetidos a um gradiente de momento fletor negativo (Figura 6.7). Essa tendência foi mantida quando o vão foi aumentado para 6 metros. O maior deslocamento lateral pode ser atribuído à menor rigidez do perfil, devido às suas dimensões reduzidas, com menor espessura da alma e das mesas. Consequentemente, após atingir o escoamento completo da seção duplo “Tê” inferior sob momento fletor negativo variável, o perfil não consegue desenvolver deslocamentos laterais significativos antes de alcançar sua capacidade resistente. No entanto, sob momento fletor negativo uniforme, o deslocamento lateral nesses modelos se inicia antes mesmo da ocorrência da PTC. Como resultado, quando a viga atinge a PTC, ela já apresenta um deslocamento lateral médio maior em comparação com as vigas submetidas a um momento fletor negativo variável.

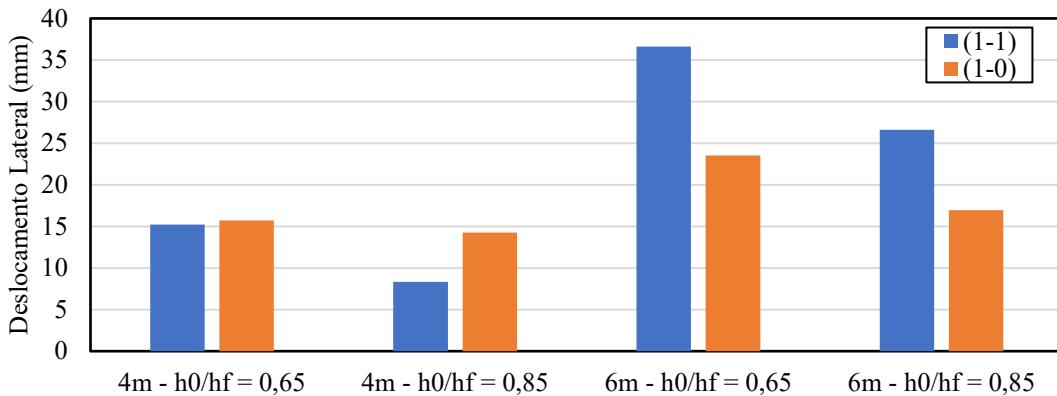
Figura 6.7 – Influência da distribuição de momento fletor no deslocamento lateral médio dos modelos compostos pela seção UB 305x102x25



Fonte: Autor (2025)

Os modelos compostos pelo perfil UB457x152x52 apresentaram comportamentos distintos dependendo do vão (Figura 6.8). Para um vão de 4 m, os modelos submetidos a momento fletor negativo variável mostraram maior deslocamento lateral. Isso se deve à rigidez suficiente do perfil para suportar cargas adicionais mesmo após atingir a PTC. Essas cargas adicionais resultam em deslocamentos laterais maiores. Embora o deslocamento lateral nesses modelos sob momento fletor negativo variável ocorra apenas após a PTC, como esse fenômeno ocorre a aproximadamente 80,94% da capacidade de carga última do modelo, o perfil ainda mantém rigidez suficiente para suportar cargas adicionais e desenvolver deslocamento lateral. Em contrapartida, nos casos de momento fletor negativo uniforme, o deslocamento lateral se inicia antes da PTC; no entanto, quando a PTC é atingida, em média, a 94,56% da carga máxima, a capacidade de carga é reduzida, impedindo o deslocamento lateral adicional. Para um vão de 6 m, no entanto, os deslocamentos laterais nos modelos submetidos a momentos fletores negativos uniformes foram maiores do que nos modelos submetidos a momento fletor negativo variável. Isso pode ser atribuído à maior suscetibilidade da viga mista à FLD com um vão de 6 m. Por exemplo, os modelos com perfil UB457x152x52, vão de 6 m e razão de abertura  $h_0/h_f=0,65$ , submetidos a momento fletor negativo uniforme, apresentaram alguns casos em que as vigas falharam exclusivamente devido à FLD, sem atingir a PTC. Nos modelos onde a PTC foi observada, ela ocorreu junto a carga última.

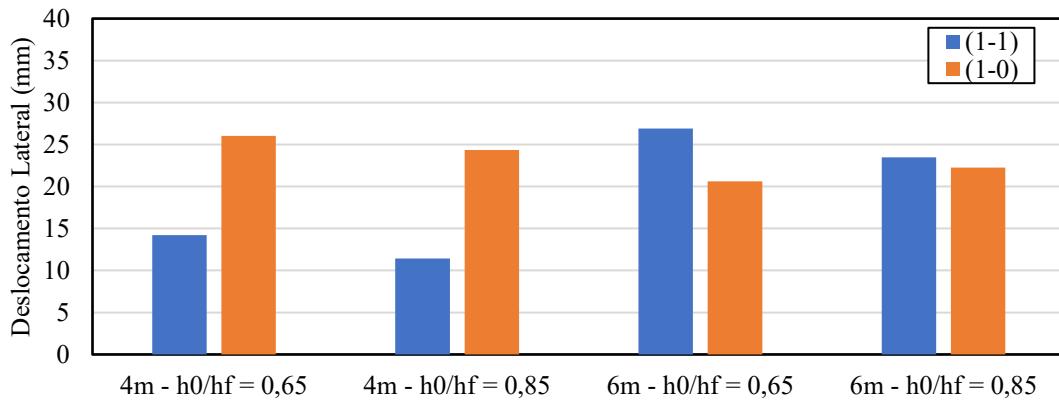
Figura 6.8 - Influência da distribuição de momento fletor no deslocamento lateral médio dos modelos compostos pela seção UB 457x152x52



Fonte: Autor (2025)

Para vigas mistas com perfil UB533x210x122 e vão de 4 m, o comportamento foi similar ao das vigas com perfil UB457x152x52 (Figura 6.9). Em ambos os casos, os modelos submetidos a momento fletor negativo variável apresentaram maior deslocamento lateral do que aqueles sob momento fletor negativo uniforme. No entanto, para os modelos com perfil UB533x210x122, a diferença no deslocamento lateral entre as duas condições de momento foi mais pronunciada, com uma diferença média de 40,44%, em comparação com apenas 22,38% para os modelos com perfil UB457x152x52. Esse comportamento é atribuído à maior rigidez da seção UB533x210x122, que possui maiores espessuras de alma e mesas, fazendo com que a viga mista se torne menos suscetível à FLD sob momento fletor negativo uniforme. Para modelos com um vão de 6 m, a diferença no deslocamento lateral entre as duas condições de momento foi menor, com médias de 9,47% e 9,80% para razões de abertura  $h_0/h_f = 0,65$  e  $0,85$ , respectivamente. Nos casos com a razão de abertura  $h_0/h_f = 0,65$ , os modelos submetidos a momento fletor negativo uniforme apresentaram maior deslocamento lateral do que aqueles sob momento fletor negativo variável. Isso se deve à maior seção de duplo "Tê", que permite o deslocamento lateral sem comprometer a capacidade de carga. No entanto, para os modelos com  $h_0/h_f = 0,85$ , a maior razão de abertura reduziu a capacidade da viga de desenvolver deslocamentos laterais significativos sob momento fletor negativo uniforme. Como resultado, nesses casos, os modelos submetidos a momento fletor negativo variável apresentaram, em média, maior deslocamento lateral do que aqueles sob momento fletor negativo uniforme.

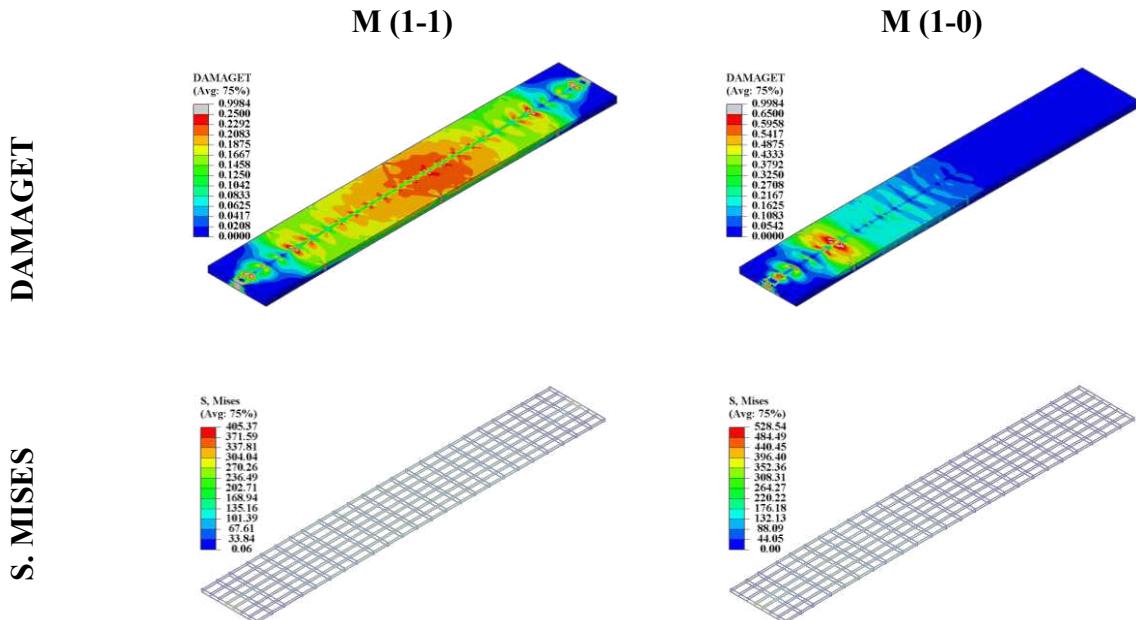
Figura 6.9 - Influência da distribuição de momento fletor no deslocamento lateral médio dos modelos compostos pela seção UB 533x210x122



Fonte: Autor (2025)

Além disso, a distribuição do momento fletor também influenciou significativamente o dano de tração na laje de concreto e as tensões na armadura longitudinal. A Figura 6.10 mostra a propagação do dano e das tensões na armadura para cada uma das distribuições de momento fletor avaliadas. Como visto na Figura 6.10, na situação de momento fletor uniforme, o dano de tração na laje de concreto e as tensões nas armaduras se espalharam por todo o vão livre. Em contraste, para a configuração do momento fletor variável, o dano de tração e as tensões foram concentrados na região do apoio onde ocorreu o máximo momento fletor.

Figura 6.10 – Dano à tração na laje de concreto e tensão de von Mises nas armaduras (tensões em MPa)

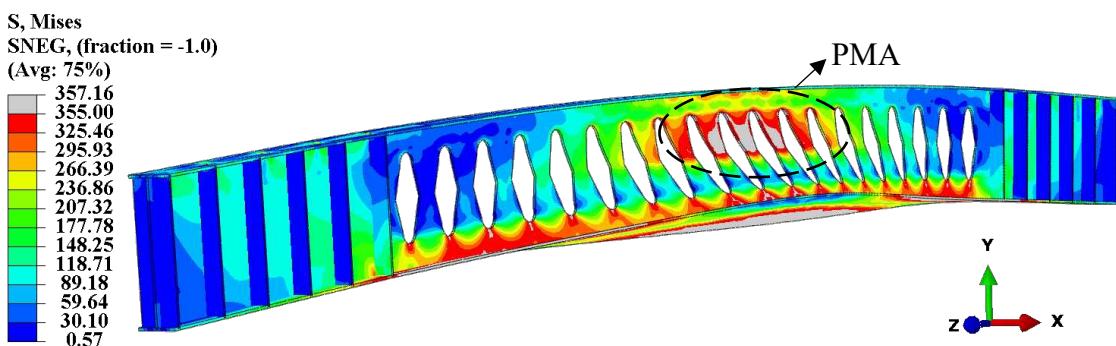


Fonte: Autor (2025)

Após estabelecer a influência geral da distribuição do momento fletor negativo sobre os modelos, a resposta de cada perfil às diferentes distribuições de momento fletor negativo será discutida a seguir.

Para os modelos com o perfil UB305x102x25, o modo de falha primário foi uma combinação de FLD e PTC, observada de forma consistente tanto nas distribuições de momento fletor negativo uniforme (1-1) quanto variável (1-0), assim como para os dois vãos (4 m e 6 m). Todos os modelos submetidos a momento fletor negativo uniforme com uma razão de raio de abertura  $R/h_0=0,10$  apresentaram PMA na região central do vão, que já apresentava deslocamento lateral característico da FLD e PTC (Figura 6.11). Esse comportamento também foi observado em alguns modelos com razões de raio da abertura ( $R/h_0$ ) de até 0,20, enquanto para razões de raio maiores, a PMA deixou de ser observada. Esse fenômeno ocorreu porque, sob momento fletor negativo uniforme, as vigas mistas com esse perfil apresentaram FLD antes de atingir a PTC, o que leva a um maior deslocamento lateral em comparação com os modelos submetidos a momento fletor negativo variável. Como resultado, a capacidade de carga da seção duplo “Tê” inferior foi reduzida devido ao deslocamento lateral excessivo, redistribuindo as tensões para a região do montante da alma. Além disso, a relação entre o comprimento do montante da alma e o raio da abertura da alma desempenha um papel crucial: quanto menor o raio da abertura, mais curto é o comprimento do montante da alma, concentrando mais tensões nessa região, tornando-a mais suscetível ao PMA.

Figura 6.11 – Plastificação do montante de alma acoplados a FLD e a PTC (UB 305x102x25; 4 m;  $h_0/h=0.65$ ;  $a_0/h_0=0.55$ ;  $R/h_0=0.15$ ) (tensões em MPa)

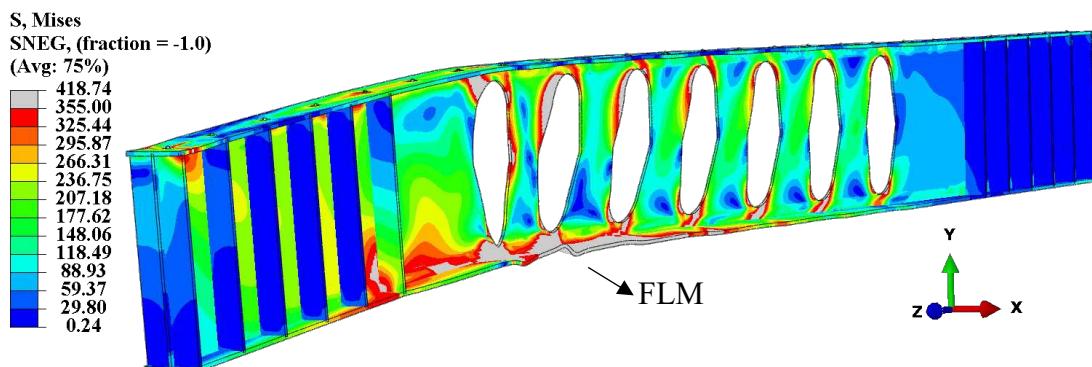


Fonte: Autor (2025)

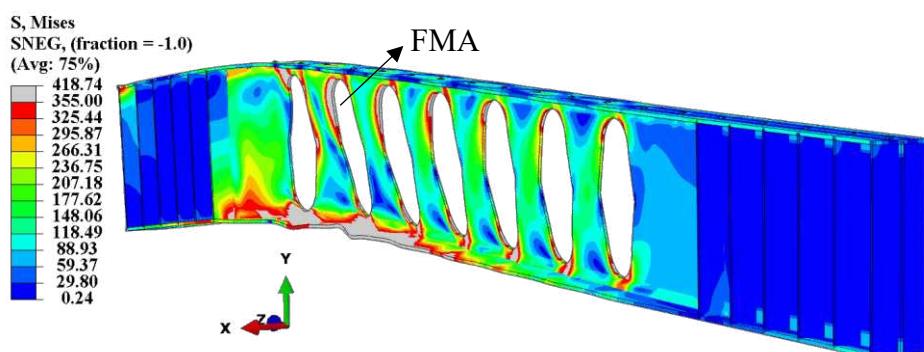
As vigas mistas compostas pelo perfil UB 457x152x52 exibiram, de maneira geral, o mesmo modo de falha, caracterizado pelo acoplamento da FLD com PTC. A principal influência da distribuição do momento fletor negativo foi a ocorrência de instabilidade local na mesa

(FLM) inferior próxima à primeira abertura nos modelos submetidos a momento fletor negativo variável (Figura 6.12a), tanto para vãos de 4 m quanto de 6 m. Esse fenômeno é atribuído à concentração de tensões na região de máximo momento fletor negativo, onde a viga redistribui as tensões de maneira mais eficaz. Consequentemente, a maior capacidade de carga do modelo levou a um aumento da tensão de compressão na mesa inferior. Nos modelos onde a flambagem local da alma foi identificada como o primeiro modo de flambagem na análise elástica, foi observada FMA na primeira abertura (Figura 6.12b). Em contraste, nos modelos submetidos a momento fletor negativo uniforme, o modo de falha ficou restrito a FLD e PTC, sem ocorrência de FMA ou PMA.

Figura 6.12 - FLM e FMA (UB 457x152x52; 4 m;  $h_0/h_f = 0.85$ ;  $a_0/h_0 = 0.55$ ;  $R/h_0 = 0.20$ )  
(tensões em MPa)



(a) Instabilidade local da mesa comprimida



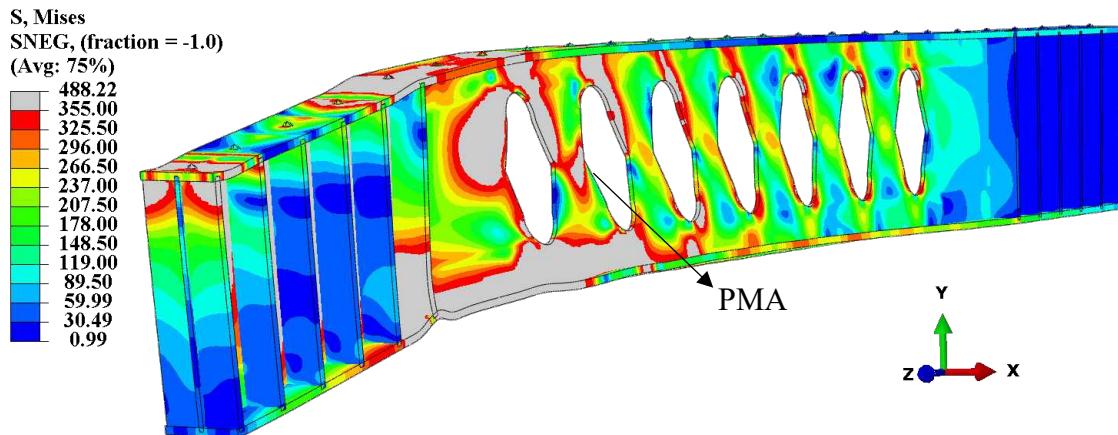
(b) Instabilidade do montante de alma

Fonte: Autor (2025)

Semelhante aos modelos com UB 457x152x52, os modelos com UB 533x210x122 também exibiram FLM em todos os casos submetidos a momento fletor negativo variável, novamente devido à alta concentração de momento fletor combinado com a capacidade da viga de redistribuir as tensões. Isso leva a uma maior capacidade de carga e, consequentemente,

maiores tensões compressivas na mesa inferior. Além disso, todos os modelos com vão de 4 m e alguns com vão de 6 m sob momento fletor negativo variável apresentaram PMA acoplado aos modos de falha principais (FLD + PTC) (Figura 6.13). Isso pode ser atribuído à maior capacidade de carga desse perfil devido à maior espessura das mesas e da alma. Quando esses modelos foram submetidos a um momento fletor negativo variável, a propagação das tensões seguiu o mesmo padrão discutido anteriormente. No entanto, após atingir PTC e exibir FLD, o modelo ainda manteve capacidade suficiente para sustentar a carga até que PMA ocorresse. Em contraste, para os modelos submetidos a momento fletor negativo uniforme, não foram observados modos adicionais de falha além de FLD e PTC.

Figura 6.13 - PMA nos modelos com UB 533x210x122 (4 m;  $h_0/h_f=0,85$ ;  $a_0/h_0=0,65$ ;  $R/h_0=0,20$ ) (tensões em MPa)



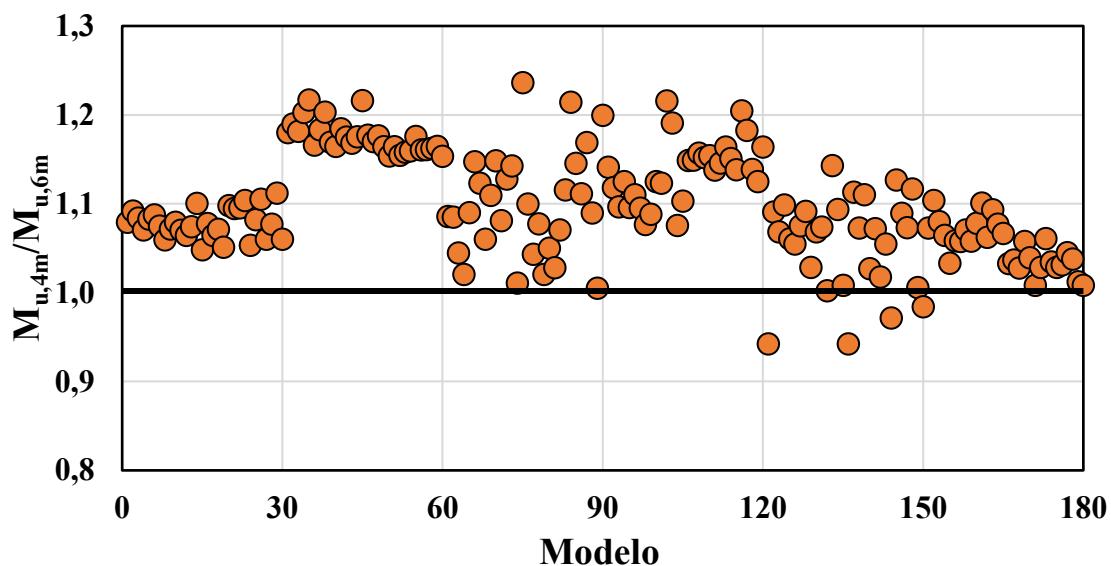
Fonte: Autor (2025)

### 6.2.2 Influência do vão livre

O aumento do vão de 4 m para 6 m resultou na redução da capacidade de carga da maioria dos modelos, exceto para quatro casos compostos pelo perfil UB 533x210x122 sob momento fletor negativo variável, os quais apresentaram capacidade resistente superior com o vão de 6 metros (Figura 6.14). Especificamente, para os modelos com UB 305x102x25, esse aumento de vão levou à formação de um segundo deslocamento lateral característico de FLD, conforme também observado na análise elástica, o que levou a uma redução média de 10,58% na capacidade resistente. Nos modelos submetidos a momento fletor negativo variável, esse segundo deslocamento lateral foi menos pronunciado do que o deslocamento lateral próximo ao apoio, onde ocorre o momento fletor negativo máximo. Em contraste, sob momento fletor negativo uniforme, o modelo apresentou deslocamentos laterais de magnitude semelhante,

porém em direções opostas. Além disso, o aumento do vão fez com que FLD ocorresse antes da PTC sob momento fletor negativo variável. Esse comportamento pode ser atribuído ao fato de que a FLD é fortemente influenciada pelo comprimento destravado da mesa inferior da viga mista, tornando-se mais suscetível à instabilidade lateral com o aumento do vão.

Figura 6.14 – Relação entre capacidade resistente dos modelos com vãos de 4 metros e 6 metros



Fonte: Autor (2025)

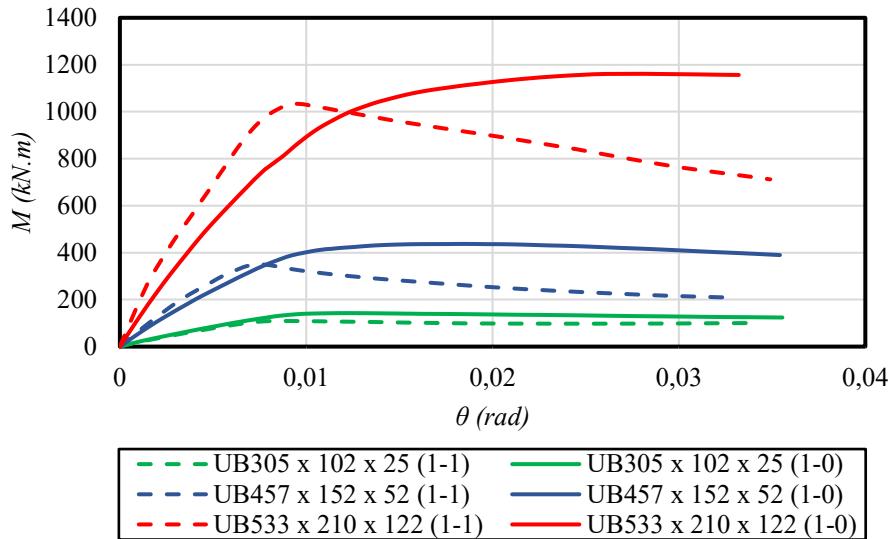
De maneira semelhante, os modelos compostos pelo perfil UB 457x152x52 também apresentaram FLD antes da PTC, resultando em uma redução média de 10,26% na capacidade resistente. Modelos com vão de 4 m que anteriormente exibiam FMA como um modo de falha adicional deixaram de apresentar esse modo quando o vão foi aumentado para 6 m. Essa mudança pode ser atribuída ao fato de que, na análise elástica, esses modelos não apresentaram mais a FLA como o modo de flambagem predominante. Da mesma forma, os modelos com UB 533x210x122 também exibiram FLD antes da PTC. No entanto, para esses modelos, o aumento do vão resultou em uma perda de 5,18% na capacidade resistente, atribuída principalmente à elevada rigidez do perfil para os vãos avaliados. Ainda assim, o principal impacto do aumento do vão de 4 m para 6 m foi observado na alteração do modo de falha. Enquanto modelos com vão de 4 m eram majoritariamente governados por FMA e PMA, além dos modos principais de falha, devido principalmente à sua maior capacidade resistente proporcionada pelas almas e mesas mais espessas. Além disso, o modo de flambagem observado na análise elástica mostrou o acoplamento de FMA e FLD, o que se refletiu no modo de falha dos modelos na análise não-

linear física e geométrica. Quando o vão foi aumentado para 6 metros, a maioria dos modelos deixou de apresentar FMA e PMA acoplados aos modos principais de falha. Isso pode ser atribuído, assim como nos modelos anteriores, ao fato de que um vão maior torna a viga mista mais suscetível a FLD, reduzindo sua capacidade resistente e impedindo que a viga alcance cargas suficientemente altas para causar FMA e PMA, uma vez que esses modos de falha ocorrem após PTC e FLD já ter sido observado. Uma exceção a esse comportamento foi verificada nos modelos compostos pelo perfil UB 533x210x122 com  $h_0/h_f=0,85$  e  $a_0/h_0=0,55$  e  $0,65$  com  $R/h_0 = 0,10$ . Devido ao menor comprimento do montante de alma, resultante do menor raio da abertura da alma, e à maior capacidade resistente em comparação com modelos com razões  $a_0/h_0$  de  $0,45$ ,  $0,35$  e  $0,25$  com  $R/h_0 = 0,10$ , esses modelos foram capazes de exibir PMA pouco antes de atingirem sua capacidade resistente.

### 6.2.3 Dimensões da seção I

As dimensões do perfil I apresentaram o grande impacto na capacidade resistente e nos modos de falha. O aumento da espessura da alma e da mesa, da largura da mesa e da altura do perfil resultou em maiores capacidades resistentes, conforme ilustrado na Figura 6.15, que apresenta as curvas momento-rotação para os modelos com a mesma configuração de abertura elíptica ( $h_0/h_f = 0,85$ ;  $a_0/h_0 = 0,25$ ; e  $R/h_0 = 0,10$ ) e diferentes perfis I, considerando um vão livre de 4 metros. A relação entre as dimensões do perfil I e os modos de falha dos modelos já foi discutida nas Seções 6.2.1 e 6.2.2. Em síntese, o aumento das dimensões do perfil I permite que o perfil desenvolva capacidade de carga suficiente para exibir FMA e PMA acoplados aos modos principais de falha, FLD e PTC.

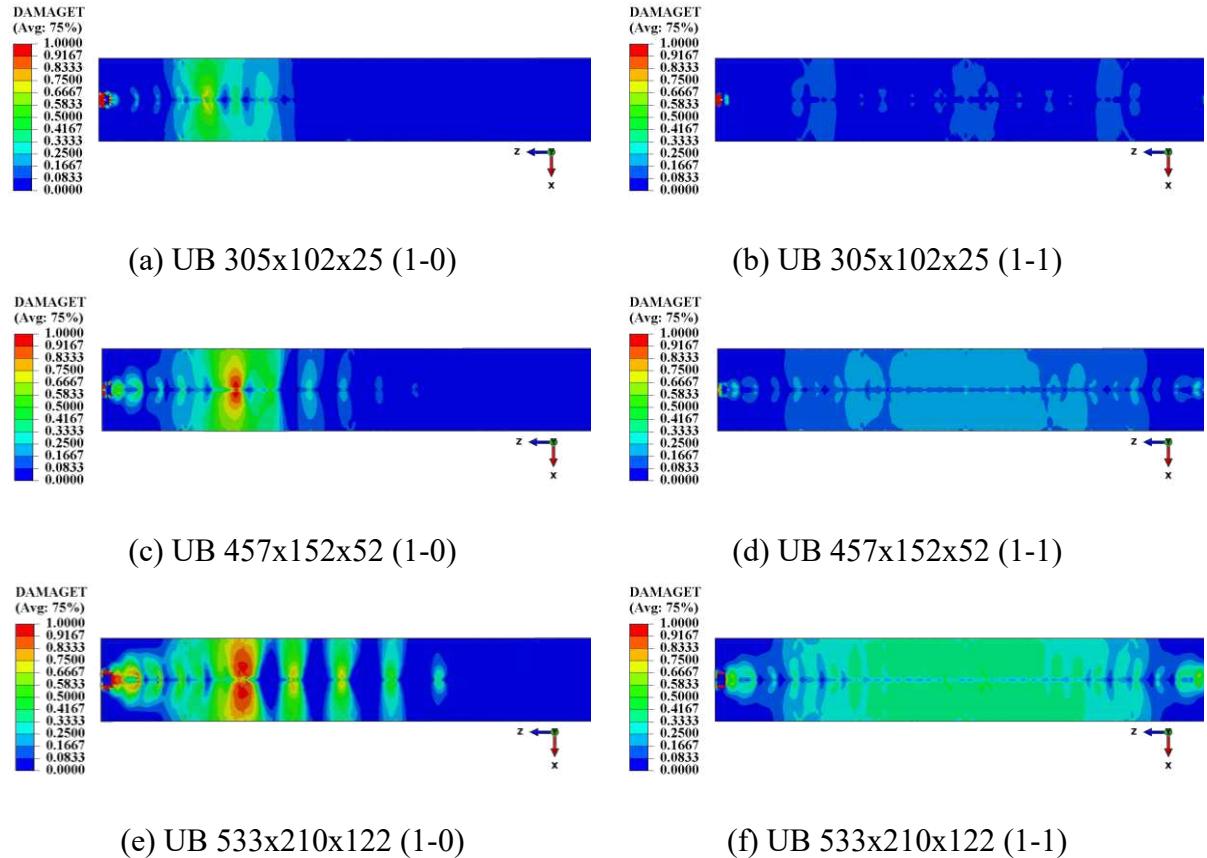
Figura 6.15 – Influência da seção I na capacidade resistente da viga mista



Fonte: Autor (2025)

A dimensão do perfil I influenciam significativamente as tensões de tração na laje de concreto. Modelos com o perfil UB 533x210x122, que apresentam maior capacidade de carga, resultaram em maiores tensões de tração na laje de concreto, levando a danos mais extensos. Em contraste, modelos com o perfil UB 305x102x25 exibiram menores tensões de tração e, consequentemente, menos danos na laje. A Figura 6.16 ilustra essa variação no dano à tração na laje de concreto considerando o instante em que os modelos atingiram sua capacidade resistente.

Figura 6.16 - Influência do perfil I no dano a tração na laje de concreto



Fonte: Autor (2025)

#### 6.2.4 Parâmetros chave das aberturas de base elíptica

Os parâmetros chave das aberturas de base elíptica ( $h_0$ ,  $R$ ,  $a_0$  e  $s_0$ ) também tiveram influência significativa na capacidade resistente das vigas mistas abordadas neste estudo paramétrico. Neste contexto, o parâmetro que mais significativamente afetou a capacidade resistente dos modelos foi a altura da abertura, representada pela razão  $h_0/h_f$ . Na Tabela 6.1, pode-se observar que o aumento da razão de abertura  $h_0/h_f$  resulta na diminuição da capacidade resistente da viga mista. Esta redução é atribuída à diminuição da área da seção transversal da seção duplo Tê. À medida que a altura da abertura aumenta, a área da seção transversal do duplo Tê é reduzida, levando a uma maior concentração de forças compressivas no “Tê” inferior. Isso torna a viga mista mais suscetível a PTC, diminuindo, em última análise, sua capacidade resistente. A falta de um padrão consistente pode resultar de variações em outros parâmetros das aberturas ( $R$ ,  $a_0$  e  $s_0$ ), que são influenciados por mudanças na altura da abertura.

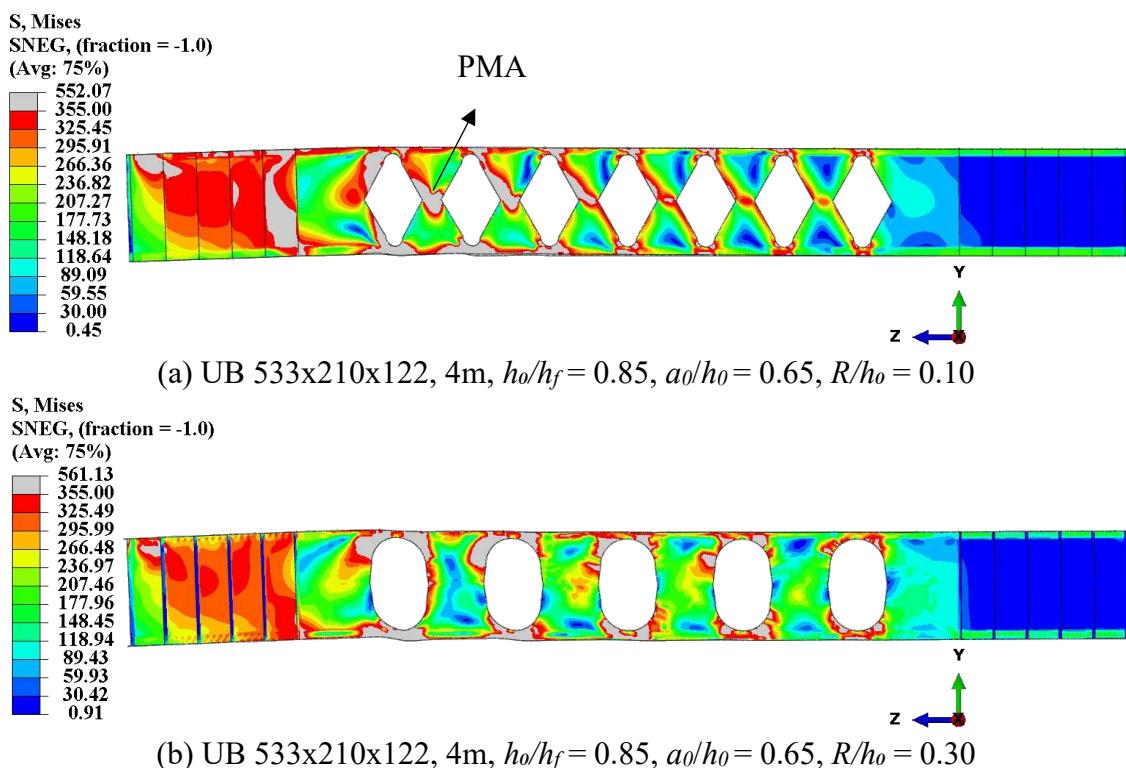
A influência mais significativa da altura da abertura foi observada em vigas mistas com o perfil UB 533x210x122. Quando a razão de abertura aumentou de  $h_0/h_f=0,65$  para  $h_0/h_f=0,85$ , alguns modelos submetidos a momento fletor negativo variável apresentaram PMA e FMA além dos modos de falha primários. Devido à maior espessura da alma desse perfil, o montante de alma possuía capacidade resistente suficiente para atingir a plastificação e sofrer instabilidade. Além disso, o modelo composto por esse perfil, com vão de 4 m e  $h_0/h_f=0,85$ ,  $a_0/h_0=0,25$  e  $R/h_0 = 0,10$ , não apresentou FLD como modo de falha, destacando-se entre todos os modelos avaliados. Devido às menores dimensões da seção do duplo “Tê” e ao comprimento reduzido do montante de alma, sua capacidade de falha foi governada por PTC acoplado com FMA e PMA.

A variação na altura da abertura também influenciou o deslocamento lateral dos modelos. Com o aumento da razão de abertura de  $h_0/h_f=0,65$  para  $h_0/h_f=0,85$  sob momento fletor negativo variável, um maior número de aberturas apresentou PTC na região imediatamente abaixo delas. Como resultado, uma vez que PTC é atingido em várias regiões ao longo da viga mista, ela rapidamente atinge sua capacidade resistente, limitando o deslocamento lateral. Isso leva a deslocamentos laterais menores para modelos com maior razão de abertura. Por outro lado, para modelos submetidos a momento fletor negativo uniforme, o aumento da altura da abertura reduz o tamanho da seção do duplo “Tê”, fazendo com que PTC ocorra sob cargas menores nessa região. Consequentemente, a viga perde sua capacidade resistente em níveis de tensão mais baixos, impedindo deslocamentos laterais significativos.

Os demais parâmetros das aberturas de base elíptica ( $R$ ,  $a_0$  e  $s_0$ ) foram analisados simultaneamente, considerando sua dependência das variações na altura da abertura e a interdependência entre o raio da abertura ( $R$ ) e a largura do montante de alma ( $s_0$ ). De modo geral, variações nesses parâmetros têm um impacto maior em modelos submetidos a momento fletor negativo variável do que naqueles sob momento fletor negativo uniforme. Isso ocorre porque, sob momento fletor negativo uniforme, a viga mista está submetida a um momento fletor constante, sem forças cortantes. Em contraste, sob momento fletor negativo variável, a combinação de momento fletor e força cortante interage com diferentes configurações de abertura, resultando em uma gama mais ampla de respostas. Não é possível estabelecer uma correlação direta entre a largura da abertura ( $a_0/h_0$ ) e o aumento ou a redução na capacidade resistente da viga mista, pois essa variação depende das mudanças nos demais parâmetros. No entanto, a variação nos parâmetros das aberturas de base elíptica impacta significativamente os modos de falha dos modelos avaliados. Conforme mencionado anteriormente, alguns modelos

submetidos a momento fletor negativo variável apresentaram PMA e FMA além dos modos de falha primários (Figura 6.17a) No entanto, à medida que o raio da abertura e a largura do montante de alma aumentaram, esse comportamento deixou de ser observado (Figura 6.17b). Consequentemente, montante de alma menores podem resultar em PMA e, em alguns casos, FMA, caso a viga ainda possua capacidade resistente suficiente ao atingir a PMA.

Figura 6.17 - Influência do comprimento do montante de alma na distribuição de tensões (tensões em MPa)



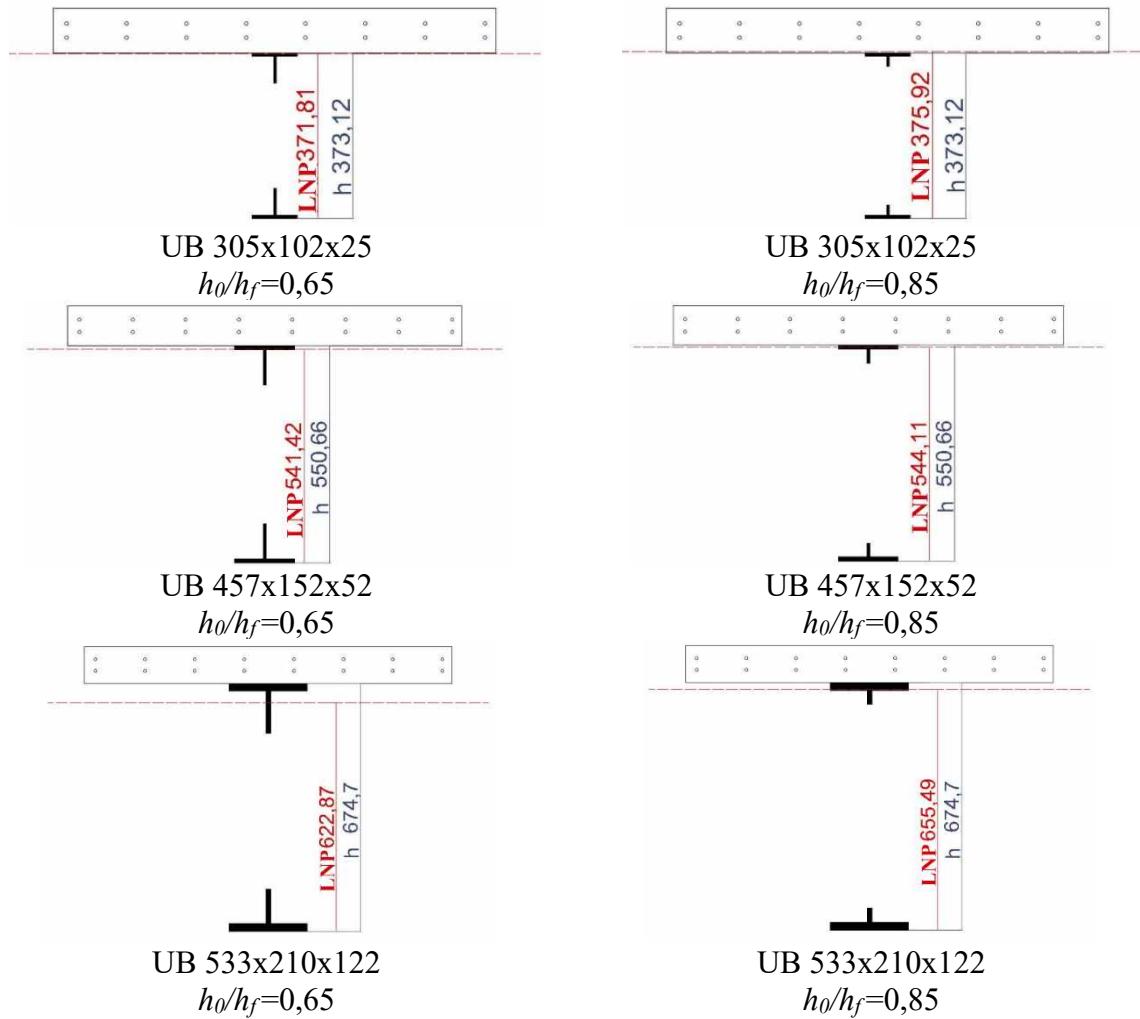
Fonte: Autor (2025)

### 6.3 VALORES PREVISTOS VS NUMÉRICOS

Esta seção apresenta uma comparação entre os valores de  $M_{cr}$  e  $M_u$  dos modelos numéricos e os valores teóricos obtidos a partir das proposições discutidas no Capítulo 3. Destaca-se que tais proposições foram desenvolvidas para estimar o  $M_{cr}$  e  $M_u$  associado à FLD em vigas mistas sem aberturas na alma. Inicialmente, são avaliadas as proposições de cálculo do  $M_{cr}$ , seguidas pela análise das proposições normativas voltadas à determinação do  $M_u$ . Um fator que influencia diretamente os cálculos do  $M_{cr}$  e  $M_u$  é a altura da linha neutra plástica (LNP). Nesse contexto, a Figura 6.18 apresenta os valores da altura da LNP obtidos para cada combinação de perfil de aço e razão da altura da abertura de base elíptica, resultando em um

total de seis configurações distintas. Ressalta-se que a variação dos demais parâmetros da abertura não interfere na altura da LNP, uma vez que esta é determinada com base na seção de menor área líquida do perfil, correspondente à região onde a abertura atinge sua maior dimensão.

Figura 6.18 – Altura da linha neutra plástica dos modelos do estudo paramétrico (dimensões em mm)



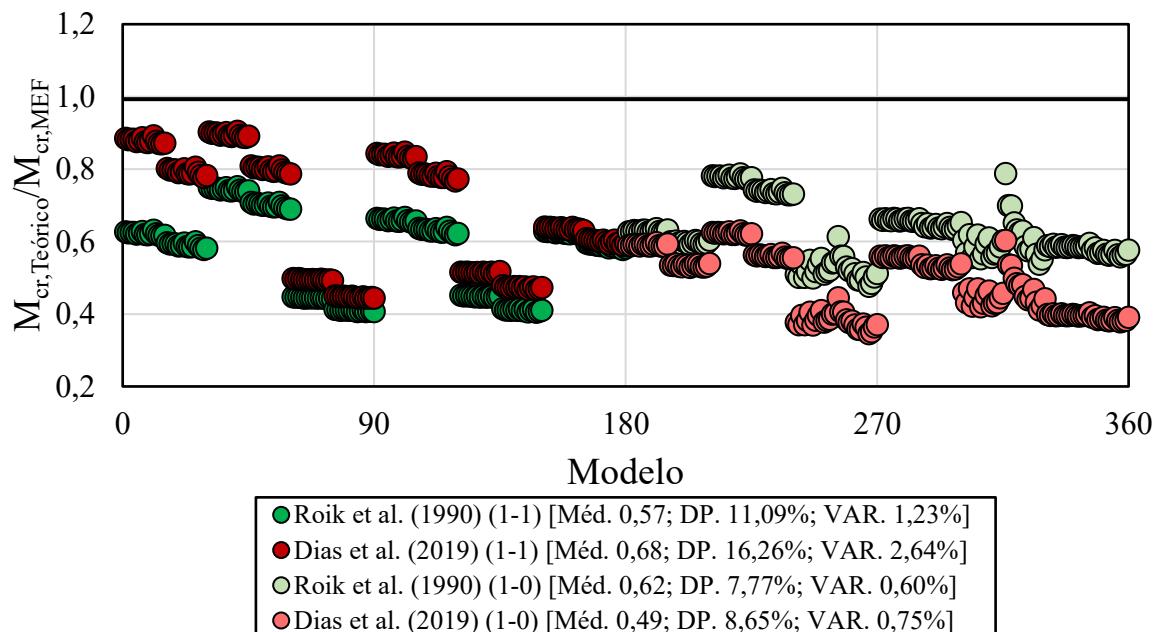
Fonte: Autor (2025)

### 6.3.1 Momento crítico elástico

A precisão das propostas de cálculo para determinar  $M_{cr}$ , apresentadas na Capítulo 3, foi verificada pela comparação direta dos resultados obtidos de cada metodologia com a carga crítica obtida por meio da análise de estabilidade elástica. A Figura 6.19 ilustra a razão entre os valores de  $M_{cr}$  obtidos por métodos analíticos e aqueles obtidos por análise numérica para cada

modelo estudado. As comparações indicam que, para ambos os modelos analíticos e cenários avaliados os valores de  $M_{cr}$  obtidos analiticamente ficaram abaixo do valor de  $M_{cr}$  obtido numericamente, isso pode ser verificado a partir da relação  $M_{cr-Teórico}/M_{cr-MEF}$ , que se apresentou inferior a 1 em todos os casos. Em relação a comparação direta entre os modelos analíticos, para vigas submetidas a momento fletor variável, em todas as razões de abertura, seções I e vão livre, a proposta de Roik *et al.* (1990) apresentou a melhor capacidade preditiva, com uma razão  $M_{cr-Teórico}/M_{cr-MEF}$  média de 0,62. Por outro lado, para vigas submetidas a momento fletor uniforme, a proposta de Dias *et al.* (2019) demonstrou a melhor capacidade preditiva, com razão  $M_{cr-Teórico}/M_{cr-MEF}$  média de 0,68. Este resultado pode ser atribuído ao fato de que o modelo de Dias *et al.* (2019) foi originalmente desenvolvido e validado especificamente para a condição de momento fletor uniforme, sendo posteriormente adaptado pela ABNT NBR 8800:2024 para incluir vigas submetidas a diferentes condições de carregamento a partir de diferentes valores para o coeficiente  $C_{dist}$ .

Figura 6.19 - Precisão obtida pelas proposições para o cálculo do  $M_{cr}$



Fonte: Autor (2025)

Os valores específicos da razão  $M_{cr-Teórico}/M_{cr-MEF}$  foram avaliados para cada tipo de seção I, vão livre e distribuição de momento fletor. Esses resultados são apresentados na Tabela 6.2 e Tabela 6.3, onde a Tabela 6.2 se refere aos modelos com 4 metros de vão livre e a Tabela 6.3, aos modelos com 6 metros de vão livre. De maneira geral, observa-se que os modelos analíticos propostos por Roik *et al.* (1990) e Dias *et al.* (2019) apresentam melhor desempenho

preditivo para os modelos com vão livre de 6 metros. Isso ocorre porque, com o aumento do vão livre, as vigas tendem a apresentar a FLD como o único modo de flambagem, reduzindo a ocorrência de múltiplos modos de flambagem, como por exemplo a FMA. Assim, os modelos analíticos conseguem capturar com maior precisão os valores de  $M_{cr}$ , além disso é possível verificar que para seções-I com menor espessuras de mesas e alma como a UB 305x102x25, os modelos apresentaram melhor capacidade preditiva em comparação com as seções mais robustas. Esse comportamento está associado ao fato de que as seções com alma e mesas de menor espessura são mais propensas a apresentar FLD como único ou principal modo de flambagem, enquanto, em seções com maior espessura de alma e mesa, como a UB 533x210x122, a interação entre FLD e outros modos de flambagem se torna mais significativa, impactando a precisão dos modelos. Por exemplo, para o cenário de momento fletor uniforme (1-1), a melhor capacidade preditiva foi observada no modelo de Dias *et al.* (2019) aplicado à seção UB 305x102x25, com uma razão média  $M_{cr-Teórico}/M_{cr-MEF}$  de 0,85, desvio-padrão de 4,86% e variância de 0,24%. Por outro lado, para a mesma condição de momento fletor e variando apenas a seção I para a UB 533x210x122 o mesmo modelo analítico de Dias *et al.* (2019) resultou em uma razão média  $M_{cr-Teórico}/M_{cr-MEF}$  de 0,62 com desvio-padrão de 1,84%, variância de 0,03%.

Tabela 6.2 - Valores médios específicos da razão  $M_{cr-Teórico}/M_{cr-MEF}$  para vão livre de 4 metros

Seção-I/Modelo Analítico	Momento fletor uniforme (1-1)						Momento fletor variável (1-0)							
	Méd. <sup>1</sup>	D.P. <sup>2</sup>	Var. <sup>3</sup>	Erro Máx.	Erro Mín.	REQM <sup>4</sup> (kN.m)	EMA <sup>5</sup> (kN.m)	Méd.	D.P.	Var.	Erro Máx.	Erro Mín.	REQM (kN.m)	EMA (kN.m)
UB 305x102x25/Roik <i>et al.</i>	0,61	1,73%	0,030%	-42,19	-36,86	84,38	84,36	0,61	1,62%	0,030%	-41,03	-36,47	457,00	300,46
UB 305x102x25/Dias <i>et al.</i>	0,84	4,39%	0,190%	-22,29	-10,84	35,79	34,89	0,56	2,83%	0,080%	-47,14	-40,37	165,56	165,52
UB 457x152x52/Roik <i>et al.</i>	0,43	1,76%	0,031%	-59,32	-55,27	517,68	517,65	0,52	2,71%	0,073%	-52,33	-38,61	642,20	638,20
UB 457x152x52/Dias <i>et al.</i>	0,47	2,42%	0,059%	-55,65	-50,24	478,35	478,20	0,38	2,03%	0,041%	-65,46	-55,52	826,82	823,42
UB 533x210x122/Roik <i>et al.</i>	0,43	1,92%	0,040%	-59,50	-54,84	2429,91	2429,26	0,60	5,19%	0,270%	-46,27	-21,24	2262,16	2213,99
UB 533x210x122/Dias <i>et al.</i>	0,49	2,08%	0,040%	-53,36	-48,26	2158,15	2157,16	0,46	4,04%	0,163%	-58,87	-39,71	3034,90	2993,77

<sup>1</sup> Média aritmética; <sup>2</sup> Desvio padrão; <sup>3</sup> Variância; <sup>4</sup> Raiz do erro quadrático médio; <sup>5</sup> Erro quadrático médio.

Fonte: Autor (2025)

Tabela 6.3 – Valores médios específicos da razão  $M_{cr-Teórico}/M_{cr-MEF}$  para vão livre de 6 metros

Seção-I/Modelo Analítico	Momento fletor uniforme (1-1)						Momento fletor variável (1-0)							
	Méd. <sup>1</sup>	D.P. <sup>2</sup>	Var. <sup>3</sup>	Erro Máx.	Erro Mín.	REQM <sup>4</sup> (kN.m)	EMA <sup>5</sup> (kN.m)	Méd.	D.P.	Var.	Erro Máx.	Erro Mín.	REQM (kN.m)	EMA (kN.m)
UB 305x102x25/Roik <i>et al.</i>	0,72	2,27%	0,050%	-31,07	-24,90	49,25	49,2	0,76	2,12%	0,045%	-27,10	-21,29	73,21	73,12
UB 305x102x25/Dias <i>et al.</i>	0,85	4,86%	0,240%	-21,29	-9,60	27,81	26,76	0,59	3,19%	0,102%	-44,67	-37,02	123,47	123,38
UB 457x152x52/Roik <i>et al.</i>	0,64	1,56%	0,020%	-38,11	-33,34	203,72	203,67	0,65	1,01%	0,010%	-36,62	-33,63	354,69	354,54
UB 457x152x52/Dias <i>et al.</i>	0,84	2,90%	0,080%	-23,24	-15,33	109,59	108,84	0,54	1,45%	0,021%	-47,76	-43,97	464,09	463,97
UB 533x210x122/Roik <i>et al.</i>	0,61	1,86%	0,030%	-42,18	-37,14	1060,52	1060,11	0,58	1,04%	0,011%	-44,22	-40,52	2132,39	2131,13
UB 533x210x122/Dias <i>et al.</i>	0,62	1,84%	0,030%	-41,03	-36,01	1029,58	1029,17	0,39	0,68%	0,005%	-62,19	-59,68	3078,71	3076,59

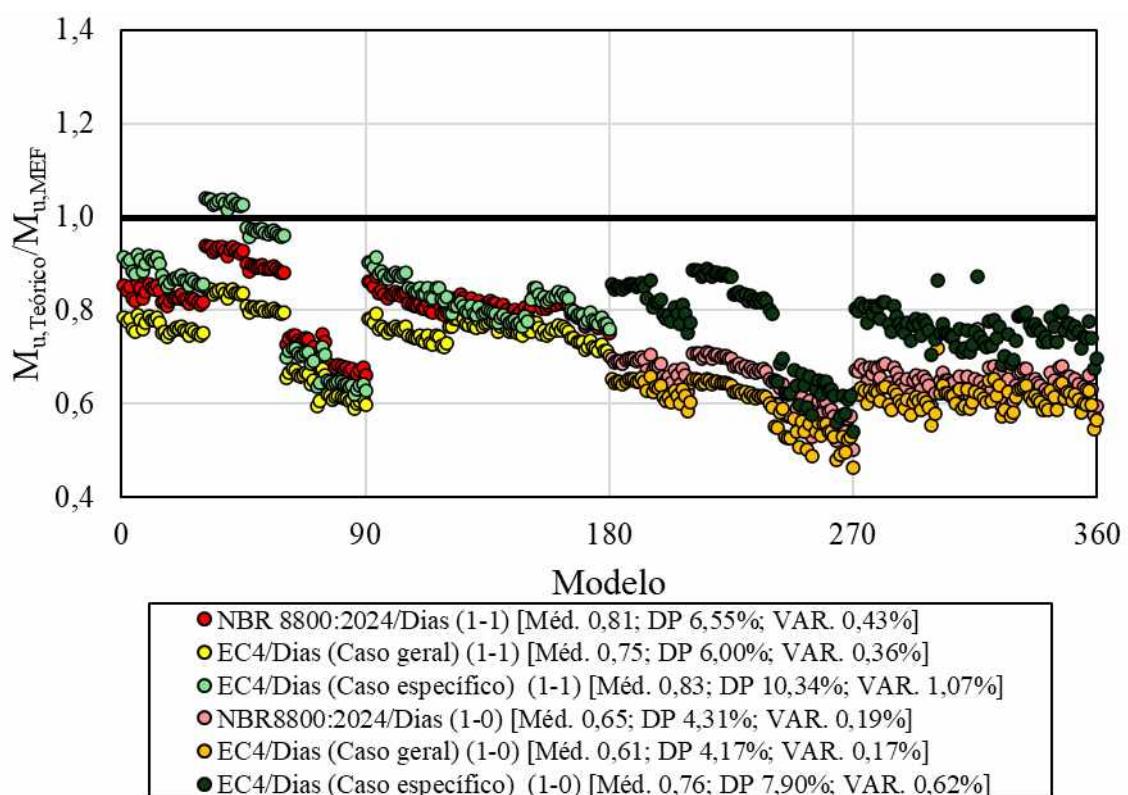
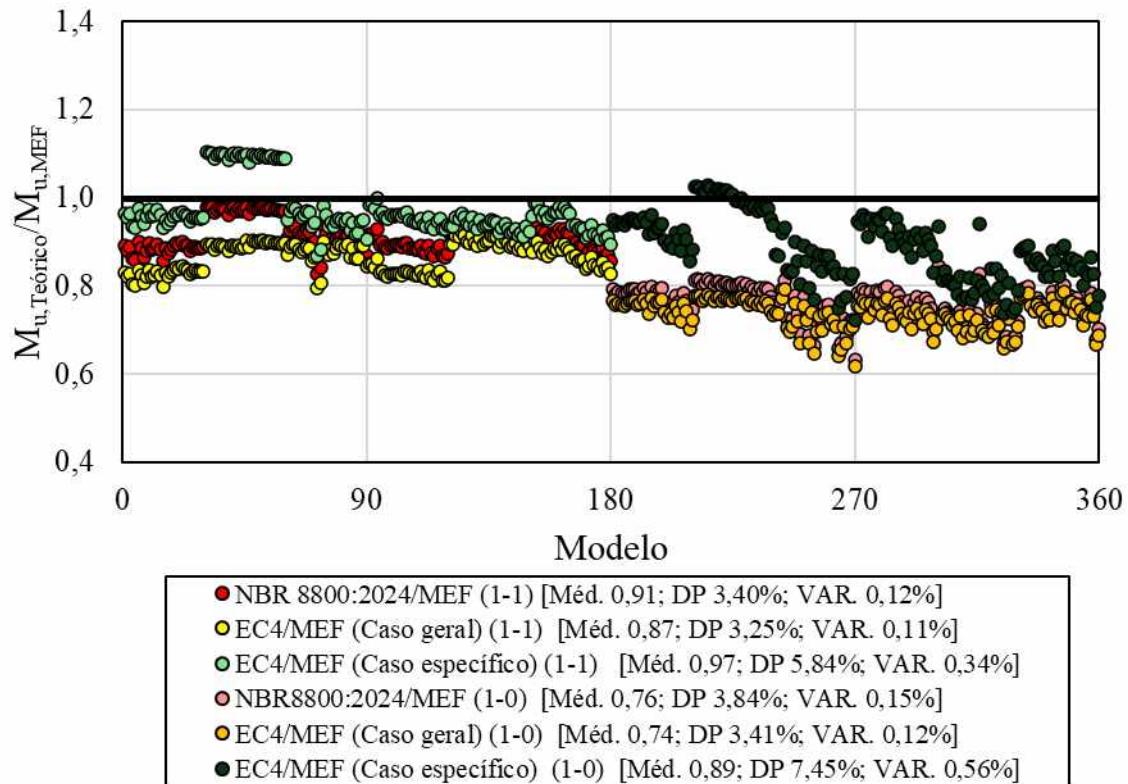
<sup>1</sup> Média aritmética; <sup>2</sup> Desvio padrão; <sup>3</sup> Variância; <sup>4</sup> Raiz do erro quadrático médio; <sup>5</sup> Erro quadrático médio.

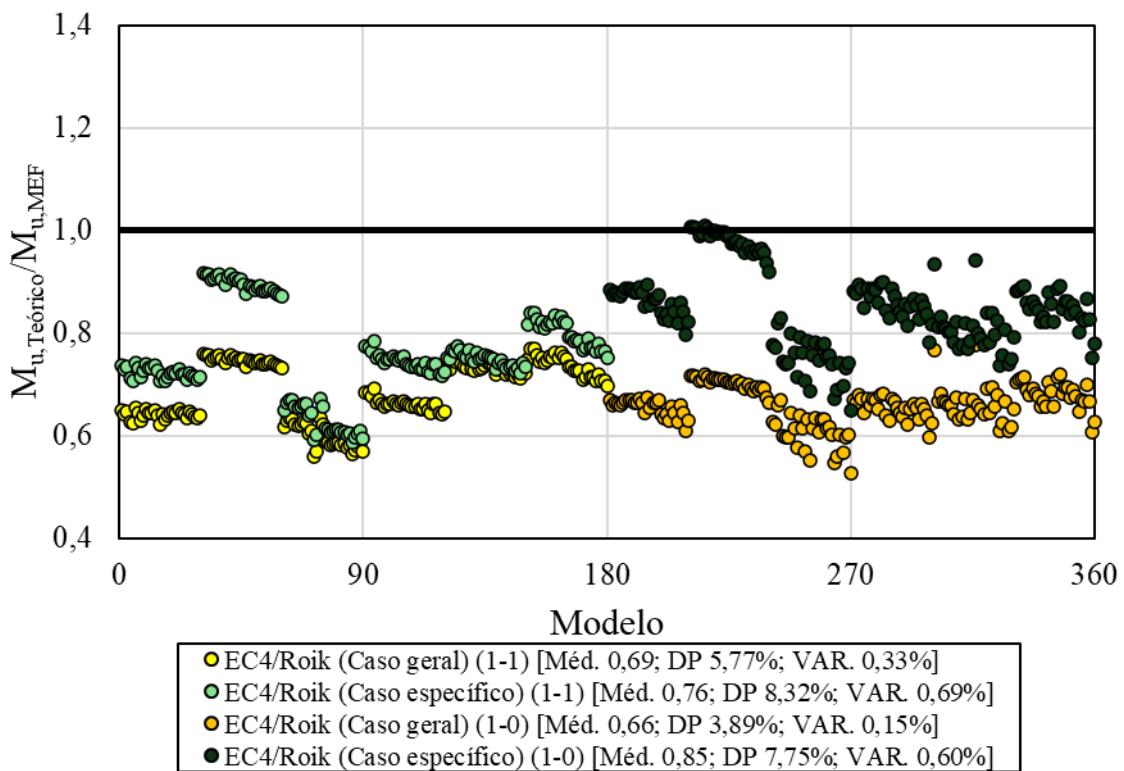
Fonte: Autor (2025)

### 6.3.2 Momento último à instabilidade lateral com distorção

A precisão dos procedimentos de cálculo presentes na norma europeia Eurocode 4 (prEN 1994-1-1:2024) e na norma brasileira ABNT NBR 8800:2024 para a determinação do momento resistente último de vigas mistas à instabilidade lateral com distorção foi avaliada por meio da comparação entre os valores de  $M_u$  obtidos analiticamente e aqueles derivados de análises numéricas conduzidas no estudo paramétrico. Para ambas as normas, os valores de momento crítico elástico utilizados foram obtidos a partir de análises de estabilidade elástica, e pelo método proposto por Dias *et al.* (2019). A formulação proposta por Roik *et al.* (1990) foi aplicada exclusivamente no contexto da norma europeia. Além disso, para o Eurocode 4 (prEN 1994-1-1:2024), os fatores de redução foram calculados considerando tanto o caso geral, quanto o caso específico previsto na norma europeia de perfis de aço Eurocode 3 (EN 1993-1-1:2022).

A Figura 6.20 apresenta as razões  $M_{u\text{-Teórico}}/M_{u\text{-MEF}}$ , valores abaixo de 1 indicam previsões conservadoras, enquanto valores acima de 1 apontam previsões não conservadoras. Resultados não conservadores ocorreram apenas nos modelos UB 305×102×25 com vão livre de 6 m, quando  $M_u$  foi determinado pela norma europeia prEN 1994-1-1:2024, considerando o caso específico e as três abordagens de  $M_{cr}$ . A maior razão  $M_{u\text{-Teórico}}/M_{u\text{-MEF}}$ , igual a 1,10, foi observada para essas vigas com  $h_0/h_f = 0,65$ , submetidas a momento fletor negativo uniforme. A utilização do  $M_{cr}$  obtido pela análise de estabilidade elástica resultou em uma melhor concordância com os resultados numéricos, especialmente para casos com momento negativo uniforme, com razão média ( $M_{u\text{-Teórico}}/M_{u\text{-MEF}}$ ) de 0,92 considerando as três abordagens de determinação de  $M_u$  avaliadas. Para os casos com momento negativo variável, as previsões foram mais conservadoras, com uma razão média de 0,77. Quando se avalia o desempenho de todos os modelos considerando todas as distribuições de momento fletor e o valor de  $M_{cr}$  obtido a partir das análises de estabilidade elástica, obtém-se uma média geral de 0,86. Em contraste, as razões médias obtidas pelo método de Dias *et al.* (2019) e pela formulação de Roik *et al.* (1990) foram de 0,73 e 0,74, respectivamente. Esse desempenho superior é atribuído ao fato de que a análise de estabilidade elástica considera a influência das aberturas na alma e a interação entre os modos de flambagem, enquanto as formulações analíticas desconsideram esses efeitos.

Figura 6.20 - Precisão obtida pelas proposições para o cálculo do  $M_u$  usando diferentes  $M_{cr}$ 


(c)  $M_{cr}$  – Roik *et al.* (1990)

Fonte: Autor (2025)

Considerando a distribuição de momentos negativos, a combinação das disposições da norma europeia prEN 1994-1-1:2024 com a formulação do caso específico e o  $M_{cr}$  obtido por análises de estabilidade elástica apresentou a melhor precisão para os modelos submetidos a momento negativo uniforme, com razão média  $M_{u\text{-Teórico}}/M_{u\text{-MEF}}$  de 0,97. Embora tenham ocorrido alguns resultados não conservadores, estes foram limitados a um grupo específico de vigas (UB 305x102x25 e vão livre de 6 metros) e não comprometeram a confiabilidade geral desse procedimento. Para o caso de momento negativo variável, o melhor desempenho preditivo foi obtido ao utilizar a norma europeia prEN 1994-1-1:2024 com o caso específico e  $M_{cr}$  obtido também por análise de estabilidade elástica, resultando em uma razão média de 0,89. Nessa situação, também foi verificado a presença de resultados não conservadores limitados ao mesmo grupo observado anteriormente (UB 305x102x25 e vão livre de 6 metros), contudo o resultado menos conservador apresentou um valor para a razão  $M_{u\text{-Teórico}}/M_{u\text{-MEF}}$  de apenas 1,03, indicando valores levemente não conservadores. Em contraste, a menor precisão foi observada quando a norma europeia prEN 1994-1-1:2024 foi combinada com a formulação do caso geral com o  $M_{cr}$  obtido por Dias *et al.* (2019) para situação de momento fletor variável com um valor para a razão  $M_{u\text{-Teórico}}/M_{u\text{-MEF}}$  de 0,61.

Quando a análise de estabilidade elástica não for viável, o método de Dias *et al.* (2019) apresenta melhor precisão para vigas submetidas a momento negativo uniforme, enquanto o modelo de Roik *et al.* (1990) tem melhor desempenho para momentos negativos variáveis. Essa diferença é explicada pelo fato de o modelo de Dias *et al.* (2019) ter sido especificamente calibrado para casos de momento uniforme e apenas posteriormente estendido pela ABNT NBR 8800:2024 para outras distribuições de momento. No entanto, o uso de  $M_{cr}$  proveniente de modelos analíticos levou a resultados excessivamente conservadores em todos os casos analisados. Esse conservadorismo foi mais acentuado para o momento negativo variável, com uma razão média  $M_{u\text{-Teórico}}/M_{u\text{-MEF}}$  de 0,71. Para o momento negativo uniforme, a razão média subiu para 0,77, mas ainda refletiu uma tendência conservadora.

As razões médias  $M_{u\text{-Teórico}}/M_{u\text{-MEF}}$ , considerando as variações no vão livre e na distribuição de momento negativo, são apresentadas nas Tabela 6.4 e Tabela 6.5. Exceto pelo caso da norma europeia prEN 1994-1-1:2024 utilizando o modelo geral com  $M_{cr}$  de análises de estabilidade elástica, todas as abordagens apresentaram melhor precisão preditiva para vigas com vão livre de 6 m, independentemente da distribuição de momento. Esse resultado está alinhado com as análises ANLG, que indicaram que vãos livres maiores aumentam a suscetibilidade à FLD, reduzindo a interferência de outros modos de falha e melhorando a precisão das previsões analíticas. Entre todos os casos avaliados, a abordagem da norma europeia prEN 1994-1-1:2024 utilizando o modelo geral apresentou, consistentemente, o pior desempenho, independentemente do  $M_{cr}$  adotado. Em contraste, a formulação do caso específico, entregou os resultados mais precisos, sugerindo que essa abordagem deve ser preferida sempre que aplicável. Isso se deve, provavelmente, ao uso de curvas de flambagem específicas no caso particular, que consideram fatores como a distribuição de momentos, o vão livre e a geometria da seção transversal. Ao contrário do modelo geral, que utiliza uma única curva baseada em um fator de imperfeição, o caso específico permite previsões mais precisas e ajustadas ao cenário. Adicionalmente, sempre que possível, recomenda-se a obtenção do  $M_{cr}$  por meio de análises de estabilidade elástica, especialmente para vigas com aberturas na alma, uma vez que os modelos analíticos não consideram explicitamente essas geometrias e podem falhar em capturar sua influência.

Tabela 6.4 - Valores médios específicos da razão  $M_u\text{-Teórico}/M_{u\text{-MEF}}$  para vão livre de 4 metros

<b>Modelo Analítico</b>	<b>Momento fletor uniforme (1-1)</b>						<b>Momento fletor variável (1-0)</b>							
	<b>Méd.<sup>1</sup></b>	<b>D.P.<sup>2</sup></b>	<b>Var.<sup>3</sup></b>	<b>Erro Máx.</b>	<b>Erro Mín.</b>	<b>REQM<sup>4</sup></b> (kN.m)	<b>EMA<sup>5</sup></b> (kN.m)	<b>Méd.</b>	<b>D.P.</b>	<b>Var.</b>	<b>Erro Máx.</b>	<b>Erro Mín.</b>	<b>REQM</b> (kN.m)	<b>EMA</b> (kN.m)
NBR8800:2024/MEF	0,90	2,26%	0,05%	-17,20	-5,27	56,34	45,88	0,74	4,05%	0,16%	-36,78	-15,55	248,96	189,59
NBR8800:2024/Dias	0,78	6,13%	0,38%	-34,65	-14,04	140,31	115,24	0,63	5,06%	0,26%	-49,68	-23,97	327,27	257,90
EC4 (Caso geral) /MEF	0,87	3,46%	0,12%	-20,61	-7,53	71,56	59,67	0,73	3,73%	0,14%	-38,29	-17,03	260,47	199,87
EC4 (Caso geral) /Dias	0,72	6,62%	0,44%	-40,91	-20,88	170,76	141,62	0,60	5,26%	0,28%	-53,63	-26,98	352,70	280,39
EC4 (Caso geral) /Roik	0,66	5,79%	0,33%	-43,97	-24,61	196,02	164,50	0,64	3,88%	0,15%	-47,27	-22,41	313,94	248,05
EC4 (Caso específico) /MEF	0,95	1,95%	0,04%	-13,34	-1,84	43,91	32,35	0,86	6,56%	0,43%	-27,67	-3,92	180,11	127,19
EC4 (Caso específico) /Dias	0,81	8,70%	0,82%	-37,96	-8,03	153,11	123,61	0,73	8,91%	0,79%	-46,00	-12,72	246,51	195,30
EC4 (Caso específico) /Roik	0,70	5,50%	0,30%	-41,35	-22,57	183,21	151,54	0,80	5,97%	0,36%	-35,16	-5,96	188,29	144,96

<sup>1</sup> Média aritmética; <sup>2</sup> Desvio padrão; <sup>3</sup> Variância; <sup>4</sup> Raiz do erro quadrático médio; <sup>5</sup> Erro quadrático médio.

Fonte: Autor (2025)

Tabela 6.5 - Valores médios específicos da razão  $M_u\text{-Teórico}/M_{u\text{-MEF}}$  para vão livre de 6 metros

<b>Modelo Analítico</b>	<b>Momento fletor uniforme (1-1)</b>						<b>Momento fletor variável (1-0)</b>							
	<b>Méd.<sup>1</sup></b>	<b>D.P.<sup>2</sup></b>	<b>Var.<sup>3</sup></b>	<b>Erro Máx.</b>	<b>Erro Mín.</b>	<b>REQM<sup>4</sup></b> (kN.m)	<b>EMA<sup>5</sup></b> (kN.m)	<b>Méd.</b>	<b>D.P.</b>	<b>Var.</b>	<b>Erro Máx.</b>	<b>Erro Mín.</b>	<b>REQM</b> (kN.m)	<b>EMA</b> (kN.m)
NBR8800:2024/MEF	0,92	4,06%	0,16%	-14,38	-2,02	65,45	47,96	0,78	2,87%	0,08%	-32,06	-18,32	204,22	155,06
NBR8800:2024/Dias	0,84	5,31%	0,28%	-24,77	-6,16	130,11	94,38	0,66	2,78%	0,08%	-42,42	-28,93	301,30	230,21
EC4 (Caso geral) /MEF	0,86	3,02%	0,09%	-18,76	-9,67	88,37	69,18	0,75	2,45%	0,06%	-33,28	-21,24	217,14	166,99
EC4 (Caso geral) /Dias	0,77	4,00%	0,16%	-29,78	-15,34	166,00	124,67	0,62	2,23%	0,05%	-45,47	-34,63	331,87	255,96
EC4 (Caso geral) /Roik	0,71	4,04%	0,16%	-35,95	-23,11	175,31	139,2	0,68	2,81%	0,08%	-40,31	-28,09	274,31	213,27
EC4 (Caso específico) /MEF	1,00	7,12%	0,51%	-10,51	10,27	38,58	27,59	0,92	6,84%	0,47%	-24,72	2,87	128,63	84,02
EC4 (Caso específico) /Dias	0,89	8,58%	0,74%	-24,08	3,97	122,19	84,64	0,80	4,92%	0,24%	-32,53	-11,07	205,43	151,92
EC4 (Caso específico) /Roik	0,81	6,57%	0,43%	-28,36	-8,39	132,83	102,36	0,89	6,58%	0,43%	-24,72	0,88	131,88	92,92

<sup>1</sup> Média aritmética; <sup>2</sup> Desvio padrão; <sup>3</sup> Variância; <sup>4</sup> Raiz do erro quadrático médio; <sup>5</sup> Erro quadrático médio.

Fonte: Autor (2025)

---

# CAPÍTULO 7

# CONCLUSÕES

Este estudo atingiu seus objetivos, possibilitando várias análises sobre o comportamento de vigas mistas de aço e concreto com aberturas de base elíptica submetidas a momento fletor negativo. Contudo, destaca-se a importância de realizar investigações adicionais sobre o tema. Desta forma, neste capítulo são expostas as principais conclusões do estudo paramétrico desenvolvido, juntamente com recomendações para trabalhos futuros.

## 7.1 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo estudar à capacidade resistente de vigas mistas de aço-concreto com aberturas de base elíptica submetidas a momento fletor negativo, sendo pioneiro nessa investigação. Para isso, análises de estabilidade elástica e análises não lineares físicas e geométricas foram desenvolvidas utilizando o programa Abaqus. O estudo paramétrico foi conduzido com base nas condições de contorno de testes experimentais de Tong *et al.* (2014). Parâmetros geométricos importantes das aberturas de alma com base elíptica, o vão livre entre apoios verticais, as dimensões do perfil I de aço e a distribuição de momento fletor foram avaliados. Os valores de momento crítico e momento último obtidos numericamente foram comparados com os momentos críticos determinados por modelos analíticos da literatura e com os momentos últimos calculados segundo a norma brasileira (ABNT NBR 8800:2024) e pelas normas europeias Eurocode 4 (prEN 1994-1-1:2024) e Eurocode 3 (EN 1993-1-1:2022). O objetivo foi avaliar a capacidade preditiva desses modelos na estimativa da capacidade resistente à FLD. Além de avaliar a aplicabilidade do fator de redução obtido por meio do caso específico apresentado no Eurocode 3 (EN 1993-1-1:2022) utilizado no cálculo do momento último à FLT. A partir do estudo, foram extraídas as seguintes conclusões:

- Os modos de falha predominantes identificados foram a FLD e a PTC, independentemente da configuração geométrica. Modos secundários, como FMA, PMA e FL, foram observados em alguns casos, principalmente ao utilizar perfis com mesas e almas de maior espessura, como o UB533x210x122.

- 
- Em alguns modelos com pequenos dimensões do comprimento de montante de alma, a PMA ocorreu simultaneamente com os modos primários, como observado em vigas B305x102x25 submetidas a momentos fletores negativos uniformes.
  - A distribuição do momento fletor negativo influenciou significativamente a capacidade resistente à FLD. Distribuições de momento negativo uniforme foram mais críticos, devido à ocorrência de PTC por toda região inferior da seção Tê, limitando a redistribuição de tensões.
  - A geometria da seção I influenciou significativamente o comportamento estrutural. Maior espessura de mesas e alma, além de maior altura do perfil, resultaram no aumento da capacidade resistente do perfil, mas também elevaram a ocorrência de modos adicionais de falha. Vãos livres maiores reduziram a capacidade resistente e alteraram o mecanismo de falha.
  - Entre os parâmetros geométricos das aberturas elípticas na alma, a altura da abertura foi o que teve o maior impacto, reduzindo a capacidade resistente à medida que aumentava. Outros parâmetros tiveram efeito mínimo, especialmente sob momentos fletores negativos uniforme.
  - A obtenção de  $M_{cr}$  por meio de análises de estabilidade elástica deve ser priorizada sempre que possível, especialmente para vigas mistas com aberturas de base elíptica, pois os modelos analíticos atualmente disponíveis não consideram a presença das aberturas na alma na determinação de  $M_{cr}$ , comprometendo a precisão das previsões de  $M_u$ .
  - Embora em alguns modelos a aplicação da prEN 1994-1-1:2024 com a formulação de caso específico do Eurocode 3 (EN 1993-1-1:2022) tenha levado a resultados não conservadores, essa abordagem demonstrou ser mais eficaz para prever o  $M_u$ , quando comparada tanto à ABNT NBR 8800:2024 quanto à própria prEN 1994-1-1:2024 usando o caso geral, sendo este último o que apresentou o pior desempenho preditivo.

As conclusões apresentadas neste estudo estão limitadas ao conjunto específico de vigas mistas de aço e concreto e padrões de aberturas elípticas na alma considerados. Apesar disso, os achados fornecem uma base valiosa para investigações futuras sobre o comportamento de vigas mistas com aberturas de base elíptica submetidas a momento fletor negativo.

## 7.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o objetivo de ampliar as investigações realizadas neste trabalho, identifica-se a viabilidade de desenvolver pesquisas futuras com as seguintes abordagens:

- Condução de ensaios experimentais em vigas mistas de aço e concreto com aberturas de base elíptica submetidas a momento fletor negativo;

- 
- Analisar a influência da espessura da laje de concreto e da taxa de armadura longitudinal nos estudos de estabilidade elástica e no comportamento inelástico à instabilidade lateral com distorção de vigas mistas com aberturas de base elíptica.
  - Verificar a influência de diferentes condições de distribuição de momento fletor negativo ao longo do vão destravado da viga mista.
  - Avaliar o uso de perfis de aço de alta resistência em vigas mistas de aço e concreto com ou sem aberturas submetidas a momento fletor negativo.
  - Elaborar proposições específicas para o cálculo da instabilidade lateral com torção (FLD) em vigas mistas de aço e concreto com aberturas de base elíptica. Além disso, sugere-se o uso de recursos computacionais, como algoritmos de aprendizado de máquina, para estimar o momento último à FLD com base em um conjunto de parâmetro

---

# REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AISC. **Specification for structural steel buildings**, in: **ANSI/AISC 360-16, Institute of Steel Construction**. Chicago, IL., 2016.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. (AASHTO) (2017) **AASHTO LRFD bridge design specifications, 8th ed. with 2017 Interim Provisions**, AASHTO. Washington, DC., 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800, Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**, in: **Standard**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800, Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**, in: **Standard**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2024.

BEG, D.; HLADNIK, L. Slenderness limit of Class 3 I cross-sections made of high strength steel. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 38, n. 3, p. 201–217, jul. 1996. [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(96\)00025-9](https://doi.org/10.1016/0143-974X(96)00025-9)

BOISSONNADE, N. *et al.* Design of cellular beams against lateral torsional buckling. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings**, v. 167, n. 7, p. 436–444, jul. 2014. <https://doi.org/10.1680/stbu.12.00049>

BRADFORD, M. A. Distortional buckling of monosymmetric I-beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 5, n. 2, p. 123–136, jan. 1985. [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(85\)90010-0](https://doi.org/10.1016/0143-974X(85)90010-0)

BRADFORD, M. A. Inelastic distortional buckling of I-beams. **Computers and Structures**, v. 24, n. 6, p. 923–933, 1986. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(86\)90300-7](https://doi.org/10.1016/0045-7949(86)90300-7)

---

BRADFORD, M. A. Buckling of elastically restrained beams with web distortions. **Thin-Walled Structures**, v. 6, n. 4, p. 287–304, 1988. [https://doi.org/10.1016/0263-8231\(88\)90005-5](https://doi.org/10.1016/0263-8231(88)90005-5)

BRADFORD, M. A. Buckling of doubly-symmetric cantilevers with slender webs. **Engineering Structures**, v. 14, n. 5, p. 327–334, 1992. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(92\)90046-S](https://doi.org/10.1016/0141-0296(92)90046-S)

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS EN 1993-1-13:2024 – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-13: Beams with large web openings**. London, 2024.

CALENZANI, A. F. G. **Proposição de Procedimento para a determinação da rigidez rotacional de vigas mistas contínuas e semicontínuas com perfis de alma senoidal**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.

CEN (2024). **prEN 1994-1-1:2024 – Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2023.

CORNELISSEN, H.; HORDIJK, D.; REINHARDT, H. Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. **HERON**, v. nº 2, 1986.

DAS P.K.; SRIMANI S.L. **Handbook for the design of castellated beams**. New Delhi, India: Oxford & IBH Publishing Company, 1984.

DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA. **Abaqus 6.12.** , 2012.

DE OLIVEIRA, Vinicius Moura *et al.* Lateral Distortional Buckling Resistance Predictions of Composite Alveolar Beams: A Review. **Buildings**, v. 13, n. 3, p. 808, 19 mar. 2023. <https://doi.org/10.3390/buildings13030808>

DE OLIVEIRA, Vinicius Moura *et al.* Comparative analysis of geometric imperfections and residual stresses on the global stability behavior of cantilever composite alveolar beams. **Structures**, v. 65, p. 106634, jul. 2024. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106634>

---

DE OLIVEIRA, Vinicius Moura *et al.* Steel-UHPC composite castellated beams under hogging bending: Experimental and numerical investigation. **Engineering Structures**, v. 331, p. 120012, maio 2025. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.120012>

DIAS, João Victor Fragoso *et al.* Elastic Critical Moment of Lateral-Distortional Buckling of Steel-Concrete Composite Beams under Uniform Hogging Moment. **International Journal of Structural Stability and Dynamics**, v. 19, n. 07, p. 1950079, 26 jul. 2019. <https://doi.org/10.1142/S0219455419500792>

DIETRICH, Mateus Zimmer *et al.* ESTUDO DA RIGIDEZ ROTACIONAL DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO CONTÍNUAS COM LAJES DE CONCRETO ARMADO. **Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural**, v. 14, n. 3, 14 dez. 2017. <https://doi.org/10.5335/rseaee.v14i3.6720>

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

ELLOBODY, Ehab. Behaviour of normal and high-strength castellated steel beams. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings**, v. 165, n. 10, p. 529–542, nov. 2012b. <https://doi.org/10.1680/stbu.10.00054>

EL-SAWY, Khaled M.; SWEEDAN, Amr M. I.; MARTINI, Mohammad Iqbal. Moment gradient factor of cellular steel beams under inelastic flexure. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 98, p. 20–34, jul. 2014. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.02.007>

ERDAL, Ferhat; SAKA, Mehmet Polat. Ultimate load carrying capacity of optimally designed steel cellular beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, p. 355–368, jan. 2013. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.10.007>

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **ENV 1994-1-1:1992 - Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for building, in Standard. Comite European de Normalisation.** Brussels, Belgium, 1992.

---

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1993-1-1:2005 - Eurocode 3: **Design of steel structure. Part 1-1: general rules and rules for buildings.** Brussels, Belgium, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1993-1-1:2022 - Eurocode 3: **Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.** Brussels, Belgium, 2022.

FARES, S. S.; COULSON, J.; DINEHART, D. W. Castellated and Cellular Beams Design. **American Institute of Steel Construction**, p. 1–117, 2016.

FERREIRA, Felipe Piana Vendramell *et al.* Buckling and post-buckling analyses of composite cellular beams. **Composite Structures**, v. 262, p. 113616, abr. 2021. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2021.113616>

FERREIRA, Felipe Piana Vendramell *et al.* EC3 design of web-post buckling resistance for perforated steel beams with elliptically-based web openings. **Thin-Walled Structures**, v. 175, p. 109196, jun. 2022. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.109196>

FERREIRA, Felipe Piana Vendramell *et al.* Web-post buckling resistance calculation of perforated high-strength steel beams with elliptically-based web openings for EC3. **Structures**, v. 55, p. 245–262, set. 2023. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.05.139>

FERREIRA, Felipe Piana Vendramell; MARTINS, Carlos Humberto; DE NARDIN, Silvana. Advances in composite beams with web openings and composite cellular beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 172, p. 106182, set. 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106182>

FERREIRA, Felipe Piana Vendramell; MARTINS, Carlos Humberto; DE NARDIN, Silvana. Sensitivity Analysis of Composite Cellular Beams to Constitutive Material Models and Concrete Fracture. **International Journal of Structural Stability and Dynamics**, v. 21, n. 01, p. 2150008, 29 jan. 2021. <https://doi.org/10.1142/S0219455421500085>

---

GALAMBOS, T. V.; SUROVEK, A. E. **Structural Stability of Steel: Concepts and Applications for Structural Engineers.** 1st edition ed. [S.l.]: Wiley, 2008.  
<https://doi.org/10.1002/9780470261316>

GALAMBOS, Theodore V.; KETTER, Robert L. Columns Under Combined Bending and Thrust. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, v. 85, n. 2, p. 1–30, abr. 1959.  
<https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0000084>

GENG, Kai *et al.* Experimental study on the mechanical behaviour of castellated composite beams under a negative bending moment. **Structures**, v. 47, p. 953–965, jan. 2023.  
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.11.074>

GIZEJOWSKI, M. A.; SALAH, W. A. Stability and ductility of castellated composite beams subjected to hogging bending. *In:* 2010.

GIZEJOWSKI, Marian A.; SALAH, Wael A. Numerical Modeling of Composite Castellated Beams. *In:* Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 25 fev. 2011.  
[https://doi.org/10.1061/41142\(396\)45](https://doi.org/10.1061/41142(396)45)

GRILLO, Lucas Figueiredo *et al.* Design procedure for the web-post buckling of steel cellular beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 148, p. 525–541, set. 2018.  
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.06.020>

HASSAN, Rusul; MOHAREB, Magdi. Distortional lateral torsional buckling for simply supported beams with web cleats. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 42, n. 12, p. 1091–1103, dez. 2015. <https://doi.org/10.1139/cjce-2015-0084>

HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **Cement and Concrete Research**, v. 6, n. 6, p. 773–781, nov. 1976. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7)

---

JOHNSON, R. P.; MOLENSTRA, N. Strength and Stiffness of Shear Connections for Discrete U-Frame Action in Composite Plane Girders. **Structural Engineer**, v. 68, n. 19, p. 386–392, 1990.

KORDINA, Karl R. *et al.* **fib Bulletin 54. Structural Concrete Textbook on behaviour, design and performance Second edition Volume 4.** [S.l.]: fib. The International Federation for Structural Concrete, 2010. <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0055>

KRUGER, T. S.; VAN RENSBURG, B. W. J.; DU PLESSIS, G. M. Non-linear analysis of structural steel frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 34, n. 2–3, p. 285–306, jan. 1995. [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(94\)00029-H](https://doi.org/10.1016/0143-974X(94)00029-H)

LAWSON, R. M. *et al.* Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, n. 6, p. 614–629, jun. 2006. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.09.012>

LAWSON, R. M.; HICKS, S. J. **Design of composite beams with large web openings.** The Steel Construction Institute, 2011.

LAWSON, R. Mark; SAVERIRAJAN, A. H. Anthony. Simplified elasto-plastic analysis of composite beams and cellular beams to Eurocode 4. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 10, p. 1426–1434, out. 2011. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.03.016>

LEE, Jeeho; FENVES, Gregory L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 124, n. 8, p. 892–900, ago. 1998. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892))

LUBLINER, J. *et al.* A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4)

MA, H.; ET AL. Experimental study on the bending capacity of castellated composite beam under negative moment. **Journal of China University of Technology**, v. 47, p. 1–6, 2019.

---

OLIVEIRA, Janaina Pena Soares de. **Nova proposição para verificação do estado-limite de flambagem lateral com distorção de vigas mistas de aço e concreto.** Tese—Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2018.

OLIVEIRA, Janaina Pena Soares de *et al.* Resistant bending moment to lateral-torsional buckling of continuous steel and concrete composite beams with transverse stiffeners. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 14, n. 4, 2021. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952021000400012>

OLIVEIRA, L. B. de *et al.* **Procedimentos para definição das características geométricas de vigas alveolares de aço para sistemas de piso e de cobertura.** Dissertação de Mestrado—Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, 2012.

OLIVEIRA, Vinicius Moura de *et al.* Stability behavior of steel-concrete composite cellular beams subjected to hogging moment. **Thin-Walled Structures**, v. 173, p. 108987, abr. 2022. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.108987>

PANEDPOJAMAN, P.; RONGRAM, T. Design Equations for Vierendeel Bending of Steel Beams with Circular Web Openings. In: London, UK: jul. 2014. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.04.007>

PANEDPOJAMAN, Pattamad; SAE-LONG, Worathep; CHUB-UPPAKARN, Tanan. Cellular beam design for resistance to inelastic lateral-torsional buckling. **Thin-Walled Structures**, v. 99, p. 182–194, fev. 2016. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2015.08.026>

RABI, Musab *et al.* Machine learning-driven web-post buckling resistance prediction for high-strength steel beams with elliptically-based web openings. **Results in Engineering**, v. 21, p. 101749, mar. 2024. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2024.101749>

ROIK, K.; HANSWILLE, G.; KINA, J. Solution for the Lateral Torsional Buckling Problem of Composite Beams. **Stahlbau**, v. 59, p. 327–332, 1990.

---

ROSSI, A. *et al.* Investigaçāo da flambagem lateral com distorçāo em vigas mistas de aço e concreto com lajes alveolares. **HOLOS**, v. v.8, n. Ano 38, 2022.  
<https://doi.org/10.15628/holos.2021.9952>

ROSSI, Alexandre *et al.* Numerical assessment of lateral distortional buckling in steel-concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 172, p. 106192, set. 2020a.  
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106192>

ROSSI, Alexandre *et al.* Lateral distortional buckling in steel-concrete composite beams: A review. **Structures**, v. 27, p. 1299–1312, out. 2020b.  
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.07.026>

ROSSI, Alexandre *et al.* The influence of structural and geometric imperfections on the LDB strength of steel-concrete composite beams. **Thin-Walled Structures**, v. 162, p. 107542, maio 2021a. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.107542>

ROSSI, Alexandre *et al.* Stability behavior of Steel-concrete Composite Beams subjected to hogging moment. **Thin-Walled Structures**, v. 167, p. 108193, out. 2021b.  
<https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.108193>

SALAH, W. A. **Modelling of instability behaviour in hogging moment regions of steel-concrete composite beams**. PhD Thesis—Warsaw: Warsaw University of Technology, 2009.

SANTOS, Eduardo Vedovetto *et al.* Web-post buckling behaviour of composite beams with large elliptically-based web openings. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 229, p. 109483, jun. 2025. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2025.109483>

SHAMASS, Rabee *et al.* Web-post buckling prediction resistance of steel beams with elliptically-based web openings using Artificial Neural Networks (ANN). **Thin-Walled Structures**, v. 180, p. 109959, nov. 2022. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.109959>

SONCK, D. **Global buckling of castelled and cellular steel beams and columns**. Thesis—[S.I.]: Ghent University, 14 jan. 2014.

---

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

SONCK, D.; BOISSONNADE, N.; VAN IMPE, R. Instabilities of cellular members loaded in bending or compression. *In: Grapevine*: 1 abr. 2012.

SONCK, Delphine; VAN IMPE, Rudy; BELIS, Jan. Experimental investigation of residual stresses in steel cellular and castellated members. **Construction and Building Materials**, v. 54, p. 512–519, mar. 2014. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.045>

STANDARD ASSOCIATION OF AUSTRALIA. **AS 4100 steel structures, 1998**. Sydney, Australia, 2016.

STANDARD ASSOCIATION OF AUSTRALIA STANDARD ASSOCIATION OF NEW ZEALAND. **AS/NZS 2327 composite stuctures - composite steel concrete construction in buildings**. Sydney, Australia, 2017.

TONG, L. *et al.* Experimental investigation on mechanical behavior of steel-concrete composite beams under negative bending. **Journal of Building Structures**, v. 35, n. 10, p. 1–10, 2014.

TOPRAC, A. A.; COOKE, B. R. **An Experimental Investigation of Open-Web Beams**. New York: Welding Research Council Bulletin Series, 1959. v. 47

TRAHAIR, N. S. **Flexural-Torsional Buckling of Structures**. [S.l.]: CRC Press, 2017.  
<https://doi.org/10.1201/9780203755938>

TSAVDARIDIS, Konstantinos Daniel; D'MELLO, Cedric. Web buckling study of the behaviour and strength of perforated steel beams with different novel web opening shapes. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 10, p. 1605–1620, out. 2011.  
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.04.004>

---

TSAVDARIDIS, Konstantinos Daniel; D'MELLO, Cedric. Optimisation of novel elliptically-based web opening shapes of perforated steel beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 76, p. 39–53, set. 2012. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.03.026>

VIEIRA, H. C. **Análise numérica da flambagem do montante de alma devida ao cisalhamento em vigas de aço celulares**. Belo Horizonte, MG, Brasil: Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), 2014.

WIJESIRI PATHIRANA, Sameera *et al.* Flexural behaviour of composite steel-concrete beams utilising blind bolt shear connectors. **Engineering Structures**, v. 114, p. 181–194, 1 maio 2016. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.057>

YU, T. *et al.* Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker-Prager type plasticity model. **Engineering Structures**, v. 32, n. 3, p. 665–679, mar. 2010. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.11.014>

YUN, Xiang; GARDNER, Leroy. Stress-strain curves for hot-rolled steels. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 133, p. 36–46, jun. 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.01.024>

ZHOU, Wang-Bao; YAN, Wang-Ji. Refined nonlinear finite element modelling towards ultimate bending moment calculation for concrete composite beams under negative moment. **Thin-Walled Structures**, v. 116, p. 201–211, jul. 2017. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.02.011>

ZIRAKIAN, Tadeh; SHOWKATI, Hossein. Distortional buckling of castellated beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, n. 9, p. 863–871, set. 2006. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.01.004>

ZONTA, J. B.; FERREIRA, F. P. V.; ROSSI, A. Análise de sensibilidade de vigas mistas de aço e concreto submetidas a momento fletor negativo para modelos constitutivos do aço. **Revista Tecnológica**, v. 33, n. 1, p. 185–194, 19 jul. 2024. <https://doi.org/10.4025/revtecnol.v33i1.72966>