

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

IGOR EDUARDO DA SILVA RIBEIRO

**VIGAS CELULARES MISTAS DE AÇO DE ALTA
RESISTÊNCIA E CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO
COM AGREGADO RECICLADO E REFORÇADO COM
FIBRAS DE AÇO SUBMETIDAS A MOMENTO NEGATIVO**

MARINGÁ
2025

IGOR EDUARDO DA SILVA RIBEIRO

**VIGAS CELULARES MISTAS DE AÇO DE ALTA
RESISTÊNCIA E CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO
COM AGREGADO RECICLADO E REFORÇADO COM
FIBRAS DE AÇO SUBMETIDAS A MOMENTO NEGATIVO**

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

Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins
Coorientador: Prof. Dr. Alexandre Rossi
Coorientador: Prof. Dr. Pablo Augusto Krah

MARINGÁ
2025

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

R484v

Ribeiro, Igor Eduardo da Silva

Vigas celulares mistas de aço de alta resistência e concreto de alto desempenho com agregado reciclado e reforçado com fibras de aço submetidas a momento negativo / Igor Eduardo da Silva Ribeiro. -- Maringá, PR, 2025.

196 f. : il., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins.

Coorientador: Prof. Dr. Alexandre Rossi.

Coorientador: Prof. Dr. Pablo Augusto Krah.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2025.

1. Vigas celulares mistas de aço e concreto. 2. Agregado reciclado de louça sanitária. 3. Aço de alta resistência. 4. Concreto de alto desempenho. I. Martins, Carlos Humberto, orient. II. Rossi, Alexandre, coorient. III. Krah, Pablo Augusto, coorient. IV. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. V. Título.

CDD 23.ed. 624.18

IGOR EDUARDO DA SILVA RIBEIRO

**VIGAS CELULARES MISTAS DE AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA E CONCRETO
DE ALTO DESEMPENHO COM AGREGADO RECICLADO E REFORÇADO
COM FIBRAS DE AÇO SUBMETIDAS A MOMENTO NEGATIVO**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 28/04/2025, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ



Documento assinado digitalmente

CARLOS HUMBERTO MARTINS

Data: 01/05/2025 16:11:26-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Carlos Humberto Martins

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Universidade Estadual de Maringá

Professor Orientador



Documento assinado digitalmente

ALEXANDRE ROSSI

Data: 02/05/2025 08:45:42-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Alexandre Rossi

Departamento de Engenharia Civil

Universidade Estadual de Maringá

Professor Coorientador



Documento assinado digitalmente

PABLO AUGUSTO KRAHL

Data: 05/05/2025 08:27:21-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Pablo Augusto Krah

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Universidade Estadual de Maringá

Professor Coorientador



Documento assinado digitalmente

CARLOS ALBERTO BENEDETTY TORRES

Data: 01/05/2025 11:43:01-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Carlos Alberto Benedetty Torres

Universidad de Ingeniería y Tecnología

Lima, Peru



Documento assinado digitalmente

VLADIMIR JOSE FERRARI

Data: 05/05/2025 11:42:18-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Vladimir José Ferrari

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Universidade Estadual de Maringá

RESUMO

A construção civil consome grande parte dos recursos extraídos da natureza, com agravante de que a maior parte não é renovável. Com o crescimento populacional mundial e o contínuo desenvolvimento industrial, faz-se necessário pensar em alternativas para o uso intensivo de recursos naturais. Uma das alternativas está no emprego de vigas mistas de aço e concreto, utilizando materiais de alta resistência e materiais reciclados, porém tal forma ainda não é tão considerada devido a regulamentações insuficientes e falta de conhecimento a respeito do comportamento desses materiais. Visando a sustentabilidade e economia proporcionada pelo emprego destes materiais em uma estrutura, além da falta de pesquisa acerca do comportamento estrutural em conjunto destes em regiões de momento negativo, o presente trabalho buscou realizar um estudo paramétrico numérico acerca de vigas mistas de aço e concreto compostas por lajes de concreto de alto desempenho, agregado reciclado e reforçada com fibras e vigas de aço tipo I celulares de alta resistência, utilizando o software de elementos finitos ABAQUS, com foco principalmente na Flambagem Lateral com Distorção (FLD). Foram analisados dois conjuntos de dados. O primeiro forneceu resultados acerca da influência de parâmetros geométricos dos alvéolos e do perfil celular e o segundo forneceu resultados acerca da influência da classe do aço do perfil, da espessura de laje e da adição de enrijecedores. Os resultados mostraram que o aumento do diâmetro dos alvéolos possui impacto negativo na resistência, ao passo que o espaçamento entre eles possui impacto positivo, ambos com influência significativa. Porém os parâmetros geométricos do perfil que mais influenciaram foram a seção transversal e o comprimento entre apoios. Foi verificado que o aumento do grau do aço pouco influência nos casos de FLD, porém possui alta influência quando há plastificação. O aumento da espessura do concreto se demonstrou bastante influente, aumentando a capacidade resistente. A adição de um enrijecedor no centro do vão ofereceu acréscimos de até 61,57% de resistência, sendo melhor até do que a adição de um enrijecedor a cada 1/3 de vão e foi extremamente significativo para a definição do modo de falha. Os modelos analíticos normativo se demonstraram conservadores, especialmente a norma australiana AS4100:2020. Os modelos de rede neural e regressão presentes na literatura apresentaram bom desempenho apenas para o primeiro conjunto de dados.

Palavras-chave: Vigas celulares mistas de aço e concreto. Agregado reciclado de louça sanitária; Aço de alta resistência; Concreto de alto desempenho reforçado com fibras.

ABSTRACT

The construction industry is one of the largest consumers of natural resources, further exacerbated by the fact that most of these resources are non-renewable. With global population growth and continuous industrial development, it is essential to seek alternatives that reduce the intensive use of natural materials. One such alternative is the use of steel-concrete composite beams employing high-strength materials and recycled components. However, this solution remains underexplored due to insufficient regulations and limited knowledge regarding the structural behavior of these materials. Focusing on sustainability and cost efficiency provided by using recycled materials in structures, as well as addressing the research gap on structural behavior under negative bending moments, this study conducted a parametric numerical analysis of steel-concrete composite beams. The study involved high-performance steel fibers reinforced concrete slabs with recycled aggregates, combined with high-strength cellular steel I-beams, using the finite element software ABAQUS, with a particular focus on Lateral-Distortional Buckling (LDB). Two datasets were analyzed. The first provided insights into the influence of the geometric parameters of the openings and the cellular profile, while the second examined the impact of steel grade, slab thickness, and the addition of stiffeners. The results indicated that increasing the diameter of the openings had a negative impact on resistance, whereas increasing the spacing between openings positively influenced resistance, both with significant effects. However, the most influential geometric parameters were the cross-section dimensions of the profile and the span length. The study also revealed that increasing the steel grade had little effect on LDB cases but significantly influenced scenarios with plastification. Increasing the concrete slab thickness proved to be highly influential, enhancing load-bearing capacity. The addition of a stiffener at mid-span resulted in resistance gains of up to 61.57%, outperforming the configuration with stiffeners at every third of the span and playing a crucial role in defining the failure mode. Analytical normative models proved to be conservative, with the Australian standard AS4100:2020 showing the highest level of conservatism. Neural network and regression models present in the literature performed well only for the first dataset.

Keywords: Cellular steel beams. Recycled sanitary ware aggregate; High-strength steel; Fiber-reinforced high-performance concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Viga mista de aço-concreto	16
Figura 1.2 – Fabricação do perfil alveolar.....	17
Figura 1.3 – Fluxograma da metodologia.....	21
Figura 2.1 – Exemplos de padrões de vigas alveolares	23
Figura 2.2 – Propriedades geométricas das seções cheia e celular.....	23
Figura 2.3 – Flambagem Lateral com Distorção	24
Figura 2.4 – Flambagem no montante da alma por cisalhamento	24
Figura 2.5 – Mecanismo de Vierendeel.....	25
Figura 2.6 – Design típico de vigas resistentes a terremotos.....	29
Figura 2.7 – Propagação de fissuras em laje de concreto comum (a) e laje de CRFA (b).....	31
Figura 2.8 – Curva tensão x deformação variando o volume de fibras	33
Figura 2.9 – Comportamento típico do concreto reforçado com fibras.....	34
Figura 2.10 – Influência do volume de fibras em ensaio de flexão de quatro pontos	35
Figura 2.11 – Comportamento ao arrancamento de fibras com gancho embebidas em concreto	36
Figura 2.12 – Efeito da inclinação da fibra	37
Figura 2.13 – Forma do agregado de louça sanitária como agregado graúdo	39
Figura 2.14 – Surgimento de tensões residuais em perfis laminados a quente	43
Figura 2.15 – Diagrama de tensão por deformação com surgimento de tensões residuais	43
Figura 2.16 – Dano a compressão (a) e tração (b).....	45
Figura 2.17 – Superfícies de escoamento no plano desviatório para diferentes valores de K_c	46
Figura 2.18 – Função hiperbólica de potencial de fluxo	46
Figura 3.1 – Estrutura em U invertido.....	48
Figura 3.2 – Distribuição de tensões para momento fletor negativo	53
Figura 3.3 – Seção parcialmente restrita	55
Figura 4.1 – Agregado reciclado recebido.....	58
Figura 4.2 – Granulometria por peneiramento do agregado reciclado	59
Figura 4.3 – Curvas granulométricas: (a) materiais finos e (b) agregado graúdo	59
Figura 4.4 – Microscopia óptica da areia natural (a) e do agregado reciclado peneirado (b) ..	60
Figura 4.5 – Fibras utilizadas no concreto.....	63
Figura 4.6 – Ordem de mistura do concreto	64

Figura 4.7 – Cone Abrams.....	64
Figura 4.8 – Espalhamento do concreto	65
Figura 4.9 – Características da placa de ensaio de arrancamento (dimensões em mm).....	66
Figura 4.10 – Máquina portátil para arrancamento	67
Figura 4.11 – Faixas de Curvas de carga por deslizamento das fibras.....	69
Figura 5.1 – Relações constitutivas do aço.....	70
Figura 5.2 – Elementos do modelo numérico.....	74
Figura 5.3 – Interações entre os elementos estruturais.....	74
Figura 5.5 – Modelos de tensões residuais	76
Figura 5.6 – Condições de contorno.....	77
Figura 5.7 – Condições de contorno (dimensões em mm)	78
Figura 5.8 – Seção transversal (dimensões em mm)	78
Figura 5.9 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais.....	79
Figura 5.10 - Deformada do modelo numérico	80
Figura 5.11 – Vistas lateral e superior (dimensões em mm)	80
Figura 5.12 – Seção transversal (dimensões em mm)	81
Figura 5.13 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais.....	82
Figura 5.14 – Deformada do modelo numérico e experimental.....	82
Figura 5.15 – Vista lateral (dimensões em mm).....	83
Figura 5.16 – Seção transversal (dimensões em mm)	83
Figura 5.17 - Comparação entre os resultados numéricos e experimentais.....	84
Figura 5.18 – Deformada experimental e numérica	85
Figura 5.19 – Condições de contorno das análises paramétricas	86
Figura 5.20 – Seção transversal das análises paramétricas	86
Figura 5.21 – Parametrização da etapa I.....	87
Figura 5.22 - Parametrização da etapa II.....	88
Figura 5.23 – Distribuição de enrijecedores no vão destravado.....	89
Figura 5.23 - Parametrização da etapa III.....	90
Figura 6.1 – Influência de $D0d$ no momento crítico elástico.....	92
Figura 6.2 – Deformadas do perfil W 310 x 38,7, com $pD0 = 1,4$ e $L = 4$ m, em função de $D0d$	93
Figura 6.3 – Influência de $pD0$ no momento crítico elástico.....	95
Figura 6.4 – Deformadas do perfil W 310 x 38,7, com $D0d = 1,2$ e $L = 4$ m, em função de $pD0$	96

Figura 6.5 – Influência de L no momento crítico elástico.....	98
Figura 6.6 – Deformadas do perfil W 310 x 38,7, com $D0d = 1,2$ e $pD0 = 1,4$, em função de L	99
Figura 6.7 – Comparação do Mcr de modelos analíticos normativos com obtidos por MEF	101
Figura 6.8 – Comparação do Mcr de modelos de redução de $k2$ com obtidos por MEF	102
Figura 6.9 – Tensões das armaduras do perfil W 250 x 38,5, $D0d = 0,8$, $pD0 = 1,5$ e $L = 6$ m	103
Figura 6.10 – Tensões dos conectores de perfis ($D0d = 0,8$, $pD0 = 1,5$ e $L = 6$ m)	103
Figura 6.11 – Dano à tração da laje de concreto	104
Figura 6.12 – Influência de $D0d$ no momento último resistente.....	105
Figura 6.13 – Tensões no perfil W 250 x 22,3, $pD0 = 1,4$ e $L = 6$ m (MPa).....	107
Figura 6.14 – Modos de falha observados nos perfis W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7 (tensões em MPa)	108
Figura 6.15 – Influência de $pD0$ no momento último resistente.....	109
Figura 6.16 – Influência de L no momento último resistente.....	112
Figura 6.17 – Comparação do Mu de modelos analíticos das normas brasileiras com obtidos por MEF.....	115
Figura 6.18 – Comparação do Mu de modelos analíticos da Eurocode 4 com obtidos por MEF	116
Figura 6.19 – Comparação do Mu de modelos analíticos da AS4100:2020 com obtidos por MEF	117
Figura 6.20 – Comparação do Mr de modelos de redução de $k2$ de Müller <i>et al.</i> (2006) com obtidos por MEF	117
Figura 6.21 – Comparação do Mr de modelos de redução de $k2$ de Silva <i>et al.</i> (2019) com obtidos por MEF	118
Figura 6.22 – Comparação do Mr de modelos de RNA e regressão de Rossi (2021) com obtidos por MEF	119
Figura 6.23 – Influência de h_c no momento crítico elástico	120
Figura 6.24 – Deformadas do perfil W 250 x 22,3 em análise elástica.....	120
Figura 6.25 – Deformadas do perfil W 310 x 23,8 em análise elástica.....	121
Figura 6.26 – Instabilidades locais derivadas do aumento da espessura da laje no perfil W 310 x 23,8 em análise elástica	121
Figura 6.27 – Influência do número de enrijecedores entre apoios.....	122

Figura 6.28 – Comparação do M_{cr} de modelos analíticos normativos com obtidos por MEF	125
Figura 6.29 – Comparação do M_{cr} de modelos de redução de k_2 com obtidos por MEF	125
Figura 6.30 – Tensões (S) das armaduras.....	126
Figura 6.31 – Tensões dos conectores do perfil W 250 x 22,3, com $f_y = 1073$ MPa, $h_c = 150$ mm e um enrijecedor	127
Figura 6.32 – Influência de f_y no momento último.....	128
Figura 6.33 – Mecanismos de falha encontrados nas análises não lineares	129
Figura 6.34 – Influência de h_c no momento último	131
Figura 6.35 – Deformadas do perfil W 310 x 23,8, aço S550, sem enrijecedores entre apoios	132
Figura 6.36 – Dano na laje do perfil W 310 x 23,8, aço S960, sem enrijecedores entre apoios	132
Figura 6.37 – Influência do número de enrijecedores entre apoios.....	134
Figura 6.38 – Tensões do perfil W 310 x 23,8, aço S550 e $h_c = 150$ mm	135
Figura 6.39 – Comparação do μ de modelos analíticos das normas brasileiras com obtidos por MEF na 2ª etapa	137
Figura 6.40 – Comparação do μ de modelos analíticos da Eurocode 4 com obtidos por MEF	138
Figura 6.41 – Comparação do μ de modelos analíticos da AS4100:2020 com obtidos por MEF	139
Figura 6.42 – Comparação do μ de modelos de redução de k_2 de Müller <i>et al.</i> (2006) com obtidos por MEF	139
Figura 6.43 – Comparação do μ de modelos de redução de k_2 de Silva <i>et al.</i> (2019) com obtidos por MEF	139
Figura 6.44 – Comparação do μ de modelos de RNA e regressão de Rossi (2021) com obtidos por MEF	141
Figura 6.45 – Influência de V_f no momento último	142
Figura 6.46 – Dano na laje do perfil variando o volume de fibras	144

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Modelos de tensões residuais.....	44
Tabela 2.2 – Parâmetros do CDP na literatura	46
Tabela 3.1 – Valores recomendados para o fator de imperfeição (αLT) para seções duplo-simétricas	50
Tabela 4.1 – Composição química do agregado reciclado	61
Tabela 4.2 – Proporção de materiais nos testes realizados.....	61
Tabela 4.3 – Resultados dos testes realizados no concreto	62
Tabela 4.4 – Proporção de materiais do concreto.....	63
Tabela 4.5 – Resultados médios dos ensaios de propriedades mecânicas.....	66
Tabela 4.6 – Resultados médios dos arrancamentos de fibras	68
Tabela 5.1 – Parâmetros utilizados no CDP	71
Tabela 5.2 – Tipo e dimensão dos elementos finitos.....	73
Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas dos materiais.....	79
Tabela 5.4 – Propriedades mecânicas dos materiais.....	81
Tabela 5.5 - Resultados da validação numérica	82
Tabela 5.6 - Propriedades mecânicas dos materiais	84
Tabela 5.7 - Resultados da validação numérica	85
Tabela 5.8 – Características geométricas das seções I	87
Tabela 5.9 - Propriedades mecânicas dos materiais	88
Tabela 5.10 - Propriedades mecânicas dos materiais	89
Tabela 6.1 - Variação do momento crítico em função de $D0/d$	94
Tabela 6.2 – Variação do momento crítico em função de $p/D0$	97
Tabela 6.3 - Variação do momento crítico em função de L	100
Tabela 6.4 - Variação do momento último em função de $D0d$	109
Tabela 6.5 - Variação do momento último em função de $pD0$	111
Tabela 6.6 - Variação do momento último em função de L	114
Tabela 6.7 - Variação do momento crítico em função de hc	122
Tabela 6.8 - Variação do momento crítico em função do nº de enrijecedores	124
Tabela 6.9 - Variação do momento último em função da classe do aço do perfil.....	130
Tabela 6.10 - Variação do momento último em função de hc	133
Tabela 6.11 - Variação do momento crítico em função do nº de enrijecedores	136

LISTA DE SÍMBOLOS

b_f	Largura da mesa
b_w	Largura do montante da alma
b_{we}	Largura do montante da alma de extremidade
C_b	Fator de modificação de gradiente de momento fletor
C_w	Constante de empenamento da seção
d	Altura da seção do perfil original
d_c	Dano à compressão
d_t	Dano à tração
d_f	Diâmetro das fibras
d_g	Altura da seção do perfil alveolar
D_0	Diâmetro do alvéolo
E	Módulo de elasticidade
f_c	Tensão resistente de compressão
f_t	Tensão resistente de tração
f_y	Tensão de escoamento do aço
f_u	Tensão última do aço
G	Módulo de elasticidade transversal
G_f	Energia de fratura do concreto
h_0	Distância entre os eixos das mesas do perfil
h_c	Espessura da laje de concreto
h_w	Altura da alma do perfil
I	Momento de inércia
J	Constante de torção
L	Comprimento
L_e	Comprimento embutido das fibras
L_f	Comprimento das fibras
M_{cr}	Momento fletor crítico
M_{pl}	Momento fletor de plastificação total da seção
M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
M_{Rk}	Momento fletor resistente característico

M_u	Momento fletor último
p	Espaçamento entre alvéolos
t_f	Espessura da mesa
t_w	Espessura da alma
w	Largura de abertura de fissura
W_p	Energia dissipada no arrancamento de fibras
W_x	Módulo de resistência elástico em relação do eixo x
Z_x	Módulo de resistência plástico em relação do eixo x
ε	Deformação específica
σ_c	Tensão de compressão
σ_t	Tensão de tração
τ_{eq}	Resistência aderente equivalente
η	Coeficiente de orientação das fibras
χ	Fator de redução por instabilidade

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	JUSTIFICATIVA	19
1.2	OBJETIVOS	20
1.2.1	Objetivos gerais	20
1.2.2	Objetivos específicos	20
1.3	SÍNTESE DA METODOLOGIA	20
2	REVISÃO DE LITERATURA	22
2.1	VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO	22
2.1.1	Comportamento estrutural	23
2.1.2	Estudos em instabilidades globais	25
2.1.3	Estudos em instabilidades locais	27
2.2	USO DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS EM ELEMENTOS MISTOS	29
2.2.1	Resistência à compressão	32
2.2.2	Resistência à tração	33
2.2.3	Resistência à flexão	34
2.2.4	Resistência ao arrancamento	35
2.3	UTILIZAÇÃO DE AGREGADOS RECICLADOS EM CONCRETO	38
2.4	VIGAS MISTAS COM AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA	41
2.5	FUNDAMENTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA	42
2.5.1	Imperfeições geométricas iniciais	42
2.5.2	Tensões residuais	42
2.5.3	Comportamento do concreto	44
3	MODELOS ANALÍTICOS	48
3.1	CAPACIDADE RESISTENTE À FLD	48
3.1.1	EUROCODE 4	48
3.1.2	ANBT NBR 8800:2008	51
3.1.3	ANBT NBR 8800:2024	53
3.1.4	AS 4100:2020	54
3.1.5	Müller <i>et al.</i> (2006)	56
3.1.6	Silva <i>et al.</i> (2019)	56
3.1.7	Rossi (2021)	57

4	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO	58
4.1.1	Comportamento no estado fresco	64
4.1.2	Comportamento mecânico	65
5	MODELAGEM NUMÉRICA	70
5.1	MODELOS CONSTITUTIVOS	70
5.2	DISCRETIZAÇÃO DE MALHA	73
5.3	INTERAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS	74
5.4	IMPERFEIÇÕES INICIAIS	75
5.5	CONDIÇÕES DE CONTORNO	76
5.6	VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	77
5.6.1	Modelo de Lin, Yoda e Taniguchi (2014)	77
5.6.2	Modelo de Qi <i>et al.</i> (2020)	80
5.6.3	Gizejowski e Khalil (2010)	83
5.7	ESTUDO PARAMÉTRICO	85
5.7.1	Etapa I	87
5.7.2	Etapa II	88
5.7.3	Etapa III	89
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO	91
6.1	ETAPA 1: MOMENTO CRÍTICO ELÁSTICO	91
6.1.1	Influência de $D0d$	91
6.1.2	Influência de $pD0$	94
6.1.3	Influência do comprimento (L)	97
6.1.4	Modelos analíticos para cálculo do M_{cr}	100
6.2	ETAPA 1: ANÁLISE NÃO LINEAR	102
6.2.1	Análise das armaduras, conectores e laje	102
6.2.2	Influência de $D0d$	105
6.2.3	Influência de $pD0$	109
6.2.4	Influência do comprimento (L)	111
6.2.5	Modelos analíticos para cálculo do M_u	114
6.3	ETAPA 2: MOMENTO CRÍTICO ELÁSTICO	119
6.3.1	Influência da espessura da laje (h_c)	119
6.3.2	Influência da adição de enrijecedores entre apoios	122
6.3.3	Modelos analíticos para cálculo do M_{cr}	124
6.4	ETAPA 2: ANÁLISE NÃO LINEAR	125
6.4.1	Análise das armaduras e conectores	126

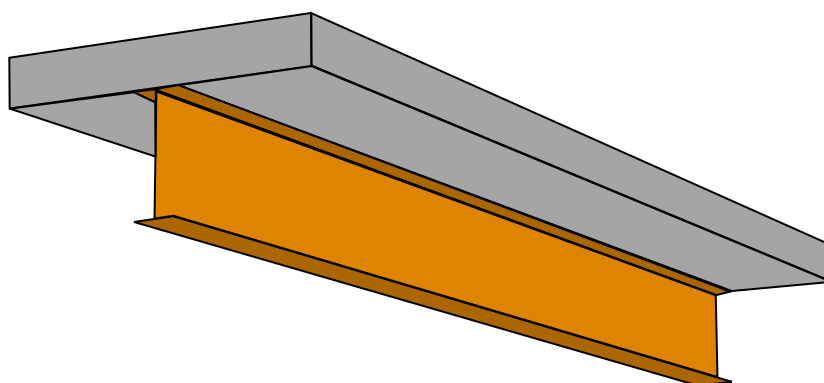
6.4.2	Influência da tensão de escoamento do perfil metálico (f_y)	128
6.4.3	Influência da espessura da laje (h_c)	130
6.4.4	Influência da adição de enrijecedores entre apoios	133
6.4.5	Modelos analíticos para cálculo do M_u	136
6.5	ETAPA 3: ANÁLISE NÃO LINEAR	141
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	146
7.1	CONCLUSÕES	146
7.2	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	149
	REFERÊNCIAS	151
	APÊNDICES	161
	APÊNDICE A: TABELAS DE RESULTADOS DA PRIMEIRA PARAMÉTRICA	161
	APÊNDICE B: FIGURAS DE RESULTADOS DA PRIMEIRA PARAMÉTRICA	170
	APÊNDICE C: TABELAS DE RESULTADOS DA SEGUNDA PARAMÉTRICA	186
	APÊNDICE D: FIGURAS DE RESULTADOS DA SEGUNDA PARAMÉTRICA	189
	APÊNDICE E: TABELAS DE RESULTADOS DA TERCEIRA PARAMÉTRICA	196

1 INTRODUÇÃO

A construção civil consome grande parte dos recursos extraídos da natureza, com agravante de que a maior parte não é renovável. Com o crescimento populacional mundial e o contínuo desenvolvimento industrial, faz-se necessário pensar em alternativas para o uso intensivo de recursos naturais. O uso de vigas mistas traz grande potencial de redução no consumo destes recursos.

As vigas mistas de aço-concreto são aquelas formadas por um elemento de laje em concreto e por um perfil de aço (Figura 1.1) que tem um comportamento em conjunto propiciado pelos conectores de cisalhamento. Este tipo de estrutura possui um excelente desempenho estrutural, com precisão geométrica e baixo desperdício, explorando as melhores características de cada material, sendo cada vez mais utilizada nos últimos anos (ROSSI *et al.*, 2022). As vigas mistas são constituídas de forma em que a parcela de concreto resiste fundamentalmente à compressão e o perfil de aço à tração, possibilitando assim que o conjunto dos elementos tenha uma considerável resistência à esforços de flexão. Isto contribui ao racionamento da construção civil, com a possibilidade da utilização de lajes pré-fabricadas, o que diminui o tempo necessário para execução estrutural.

Figura 1.1 – Viga mista de aço-concreto

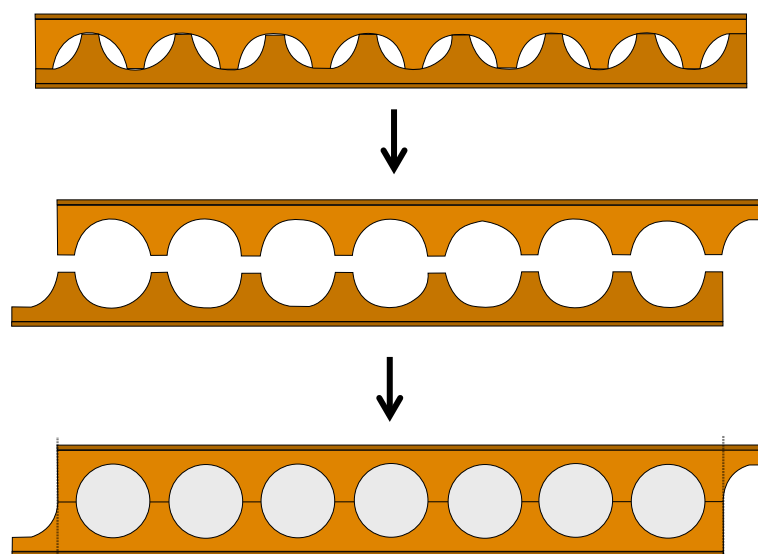


Fonte: Autor (2025)

A utilização de ligações rígidas e semirrígidas trazem benefícios estruturais, como maiores relações entre vão e altura devido a redução dos momentos fletores máximos, redução de vibração, maior resistência à incêndios, maior estabilidade lateral e menores deslocamentos em geral. Porém tais tipos de ligações geram regiões de momento fletor negativo em apoios internos, situação da qual a laje de concreto passa a ser tracionada e a viga de aço comprimida, susceptibilizando a estrutura à ocorrência de fissuração da laje e fenômenos de instabilidades na viga.

Uma forma de melhorar o desempenho estrutural de vigas mistas com a vantagem de não necessitar adição de material é a utilização de perfis alveolares, que são perfis formados a partir do corte térmico sequencial da alma de perfis de alma cheia, com posterior solda de forma com que sejam constituídos os alvéolos (Figura 1.2). Os padrões de aberturas são diversificados, podendo ser feitos alvéolos quadrados, hexagonais (castelados), senoidais (angelinas), circulares (celulares), dentre outros.

Figura 1.2 – Fabricação do perfil alveolar



Fonte: Autor (2025)

A fabricação dos alvéolos, por consequência, torna os perfis alveolares mais altos que os perfis que os deram origem, sem que seja empregado mais aço em sua fabricação. Além disso, estes perfis passam a oferecer maior rigidez à flexão devido ao aumento no momento de inércia da seção transversal, o que melhora significativamente a relação resistência-peso. Ademais, promovem utilidades práticas, como por exemplo a passagem de tubulação através de seus alvéolos, e promovem uma boa estética arquitetônica (NSEIR *et al.*, 2012). Contudo, a presença dos alvéolos traz consigo a ocorrência mais frequente de instabilidades e com maiores complexibilidades em relação aos perfis de alma cheia (GRILO *et al.*, 2018), além de não possuírem procedimentos de cálculo normatizados, apenas recomendações técnicas.

Porém, um fator a ser considerado sobre vigas mistas em momento negativo é o fato de que o concreto possui pouca resistência à tração, o que o torna subutilizado e mais susceptível à fissuração. Visando isto, a adição de fibras na mistura de concreto possibilita mitigar a ruptura frágil do concreto, propiciando uma maior resistência residual pós-fissuração, tornando o elemento menos frágil e aumentando sua tenacidade e sua resistência à tração, condição importante em momento negativo (PN; SP, 1992, apud KUDER; SHAH, 2010). Após o

surgimento das fissuras no concreto, sobretudo em regiões de momento negativo, a propagação da fissuração passa a ser controlada pelas fibras, sujeitando-as ao arrancamento, que é um fenômeno complexo pois depende de diversas variáveis, como o ângulo de inclinação da fibra em relação ao plano de fissura, o comprimento envolto da fibra dentro da matriz, entre outras. Através da realização de ensaios de arrancamento das fibras é possível avaliar seus desempenhos com relação a esta propriedade a fim de se obter um modelo constitutivo do material.

Outra opção de economia de materiais é com a utilização do aço de alta resistência no lugar do aço convencional, pois assim os perfis adquirem capacidades resistentes maiores e torna-se possível diminuir seus tamanhos, que por consequência diminui o consumo de recursos naturais e a poluição gerada com a fabricação (CHEN *et al.*, 2023), benefícios que podem ser intensificados ao combinar o aço de alta resistência com o uso de concreto de alto desempenho na laje. A utilização de nióbio no Brasil é destaque para produção de aços de alta resistência. A CBMM (2024) apresenta o nióbio como um metal de características notáveis. Seu processamento metalúrgico possibilita obtenção de subprodutos com aprimoramentos em suas propriedades e funcionalidades em diversas aplicações. A adição de pequenas porcentagens de nióbio pode melhorar a ductibilidade e oferecer maior resistência em baixas temperaturas (HANNULA *et al.*, 2017; HAUSMANN *et al.*, 2013; MISRA; JANSTO, 2015; ZHANG *et al.*, 2009; ZONG; LIU, 2021), além de oferecer maior resistência à corrosão (BENEDITO *et al.*, 2024).

Trazendo a economia de recursos naturais também ao concreto, há ainda a possibilidade da utilização de agregados reciclados em sua fabricação. Atualmente a construção civil é uma das maiores responsáveis pelo elevado consumo, que chega a marca de 40 bilhões de toneladas de agregados por ano (SUA-IAM; JAMNAM, 2023). Isto pode ser minimizado pelo emprego de materiais reciclados na construção, porém tal forma ainda não é tão considerada devido a regulamentações insuficientes e falta de conhecimento a respeito do comportamento desses materiais (TAM; SOOMRO; EVANGELISTA, 2018).

Visando a sustentabilidade e economia proporcionada pelo emprego destes materiais em uma estrutura, além da falta de pesquisa acerca do comportamento estrutural em conjunto destes em regiões de momento negativo, o presente trabalho busca realizar um extenso estudo numérico paramétrico acerca de vigas celulares mistas de aço de alta resistência e concreto de alto desempenho, com incorporação de agregados reciclados e fibras de aço.

1.1 JUSTIFICATIVA

As vantagens da industrialização da construção civil tornam as estruturas mistas um campo de grande interesse pois proporcionam maiores produtividades, qualidade e sustentabilidade. Estas estruturas promovem uma boa combinação ao unir o melhor de cada material no comportamento estrutural, com o concreto na compressão e o aço na tração. Porém em ligações rígidas e semirrígidas acontecem regiões de momento negativo, o que inverte o comportamento mecânico do elemento, tornando o concreto tracionado e o aço comprimido, situação que é mais desfavorável para ambos.

O concreto por si só é um material com baixa capacidade de resistir à esforços de tração. Uma das maneiras de contornar o problema é a utilização de reforço com armadura, porém é possível melhorar o controle de fissuração ao se utilizar fibras na composição do concreto, tornando-o mais resiliente ao passo que as fibras fornecem a capacidade de controlar a propagação de fissuras e oferecem uma capacidade resistente residual ao concreto tracionado.

Com a constante busca pela sustentabilidade do mundo atual, faz-se necessária adoções de métodos que economizem matérias primas, sendo o perfil alveolar uma dessas possibilidades, visto que este perfil oferece maiores resistências sem acréscimo de material. Porém devido a sua maior altura e à presença das aberturas, estes se tornam mais susceptíveis à ocorrência de instabilidades, podendo ser locais, globais ou em conjunto. Atualmente há recomendações para perfis celulares apenas na EN 1993-1-13:2022, porém não avalia o seu comportamento em vigas mistas e é a única norma que aborda o cálculo para perfis celulares. Existem também recomendações de projeto, como a SCI P355 e AISC *Steel Design Guide 31*.

Ademais, a utilização de materiais de alta resistência promovem capacidades maiores aos elementos, possibilitando reduzir seus tamanhos e, conseqüentemente, reduzir o consumo de material. Somado a isto está a utilização de agregados reciclados a partir de trituração de louças sanitárias, sendo que um dos grandes desafios da indústria atualmente é o manejo de resíduos, que com o tempo se acumulam cada vez mais em aterros sanitários, além de contribuir para minimização da extração de recursos naturais e para a redução da emissão de gás carbônico na atmosfera.

Atualmente não se encontram estudos acerca da utilização de vigas mistas de aço-concreto com concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço e incorporação de agregado reciclado (CADRFA-AR) e com vigas celulares de aço de alta resistência. Dada as vantagens de se utilizar tal técnica e a necessidade de se conhecer seu comportamento estrutural em conjunto, este estudo busca realizar investigações numéricas visando se obter uma extensa

gama de análises paramétricas a fim de se explorar e se aprofundar o conhecimento sobre o comportamento em conjunto destes materiais.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos gerais

Entender o comportamento de vigas celulares mistas de aço de alta resistência e concreto de alto desempenho com agregado reciclado e reforçado com fibras submetidas a momento fletor negativo por meio de análises numéricas, além de avaliar a concordância de procedimentos analíticos.

1.2.2 Objetivos específicos

Este trabalho tem como objetivos específicos:

- Investigar o modo de falha de flambagem lateral com distorção;
- Avaliar parâmetros geométricos da viga celular;
- Analisar a influência da mudança de resistência do aço do perfil metálico;
- Examinar o impacto da alteração de espessura da laje de concreto;
- Verificar a contribuição da inserção de enrijecedores com relação a capacidade à FLD;
- Estudar a acurácia de procedimentos analíticos da literatura para o cálculo da capacidade elástica e resistente da viga mista.

1.3 SÍNTESE DA METODOLOGIA

Para análise do comportamento de vigas celulares mistas com aço de alta resistência e concreto de alto desempenho, empregando fibras e agregado reciclado, foi utilizada modelagem numérica via pacote computacional ABAQUS, onde por meio deste é possível realizar estudos de variações de diversos parâmetros que são importantes para extrapolação e aprofundamento das análises, considerando o grande número de variáveis físicas e geométricas presentes no problema. A pesquisa foi realizada em parceria com o grupo GPNum da UEM e a plataforma utilizada foi parcialmente a *Amazon Web Service* (AWS), financiado pelo projeto N° 064/2022 (Processo:421785/2022-5: Inteligência Artificial para análises de estruturas mistas aço-

concreto), que por meio desta é possível realizar processamento com computadores de alta velocidade.

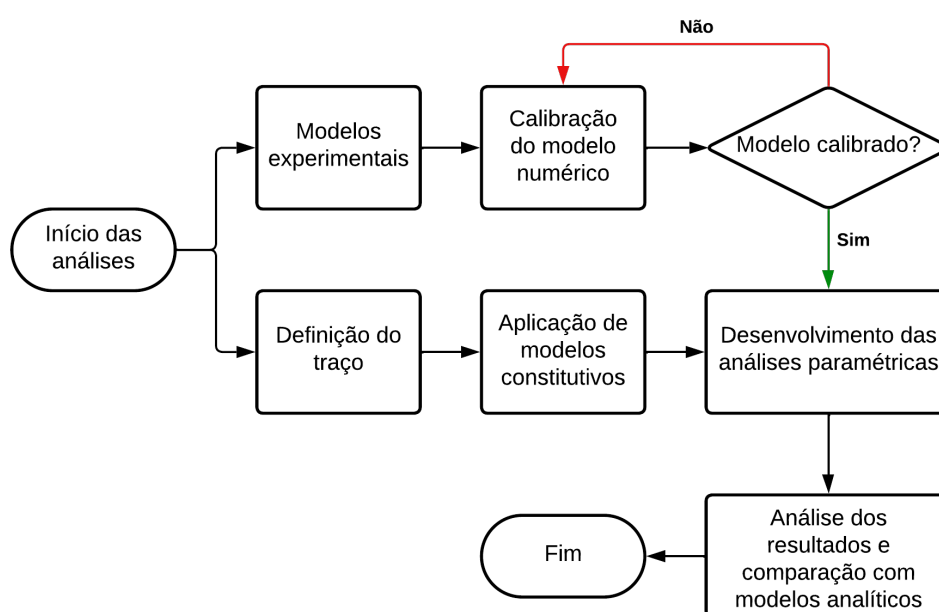
A modelagem numérica é realizada em duas etapas. Inicialmente faz-se uma análise de estabilidade elástica (*buckling*), obtendo por meio desta a carga crítica que leva a estrutura a uma instabilidade exclusivamente pela sua geometria e rigidez elástica. Posteriormente é realizada a análise não linear física e geométrica, também conhecida como pós-flambagem (*post-buckling*), onde devem ser consideradas as imperfeições geométricas e tensões residuais dos materiais, além de seus respectivos comportamentos pós escoamento.

Deste modo, faz-se necessário realizar inicialmente a validação do modelo numérico a partir de experimentos realizados por outros autores, que para o caso deste trabalho foram validados os experimentos realizados por Qi *et al.* (2020), Lin, Yoda e Taniguchi (2014) e Gizejowski e Khalil, (2010).

Simultaneamente com a etapa de validação, foi realizado o desenvolvimento do traço de concreto de alto desempenho, com fibras e agregado reciclado. Foi utilizado um traço inicial, desenvolvido por Benedetty *et al.* (2021), buscando que os resultados do comportamento mecânico da matriz de concreto pudesse ser representada no modelo analítico a partir de modelos constitutivos presentes na literatura.

Após a definição do traço e validação do modelo numérico, a próxima etapa realizada foi o estudo paramétrico, onde foi investigado o comportamento das vigas mistas a partir da variação de parâmetros geométricos e físicos da estrutura.

Figura 1.3 – Fluxograma da metodologia



Fonte: Autor (2025)

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

Vigas mistas de aço e concreto são estruturas compostas por uma viga de aço de seção qualquer que trabalha em conjunto com peças de concreto, de modo que os esforços em uma seção transversal qualquer sejam distribuídos de forma que todos os elementos trabalhem juntas para resistir à carregamentos.

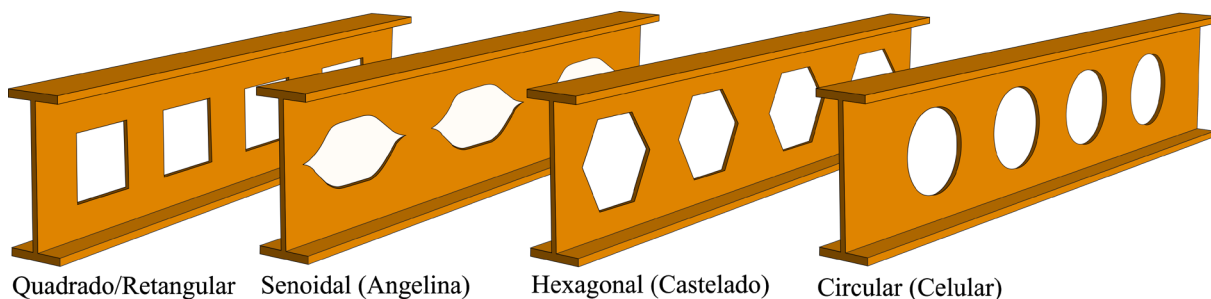
As vigas mistas se tornaram possíveis a partir do desenvolvimento dos conectores de cisalhamento, por volta de 1950, possibilitando a execução de estruturas de alta eficiência em termos de melhor utilização das capacidades resistentes à compressão do concreto e à tração do aço. Além disso, quando executadas em vigas contínuas possibilitam maiores vãos, seções transversais menores, menores deslocamentos e menores vibrações. Porém, diferentemente das vigas simplesmente apoiadas, nas vigas contínuas surgem regiões de momento negativo nos apoios internos, o que provocam efeitos de instabilidades mais complexos e menos compreendidos, principalmente se tratando das vigas mistas alveolares.

Diversos estudos buscam formas de melhorar ainda mais esse tipo de estrutura, a fim de se obter resistências maiores utilizando os materiais de forma mais eficiente. Por volta dos anos 1930 surgiram os primeiros perfis castelados, que se tem documentado, como uma proposta para suportarem vãos de 12 metros (FERRARI, 2013). Assim, os perfis alveolares se tornaram uma alternativa para vencer grandes vãos sem que seja necessário empregar mais material em sua constituição. Estes perfis são produzidos a partir do corte longitudinal sequencial da alma, em formato específico, seguido do deslocamento das partes e soldagem das duas metades de forma que sejam formados os alvéolos. Os padrões de abertura por sua vez podem ser quadrados, retangulares, circulares (celulares), hexagonais (castelados), senoidais (AngelinaTM), elipsoidais, entre outros. A Figura 2.1 mostra alguns dos padrões de abertura citados.

Devido ao aumento na seção transversal, que no caso de perfis celulares varia entre 130% e 160% da altura original, o perfil sofre um acréscimo de rigidez, o que o capacita resistir a maiores momentos fletores. No entanto, a presença dos alvéolos tem um efeito negativo ao facilitar a ocorrência de instabilidades, principalmente em momento fletor negativo. Essas instabilidades são de maior complexibilidade que as vigas de alma cheia (GRILO *et al.*, 2018) e ainda não há procedimentos normatizados para o cálculo analítico dessas estruturas. A Figura

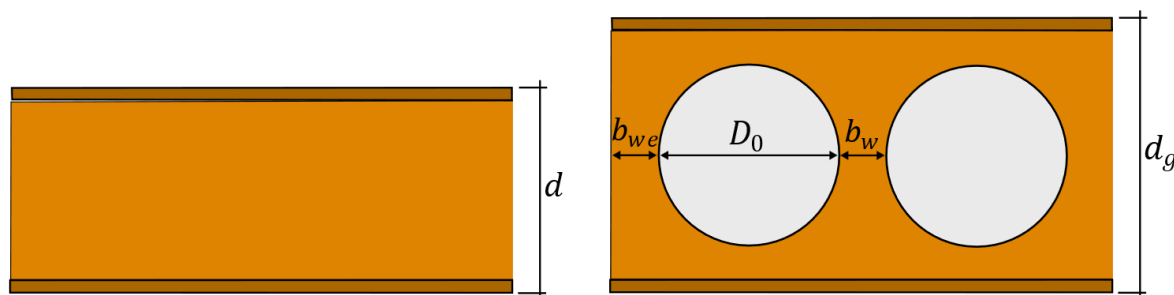
2.2 apresenta as propriedades geométricas da viga de seção cheia e de seção celular que serão utilizadas neste trabalho.

Figura 2.1 – Exemplos de padrões de vigas alveolares



Fonte: Autor (2025)

Figura 2.2 – Propriedades geométricas das seções cheia e celular

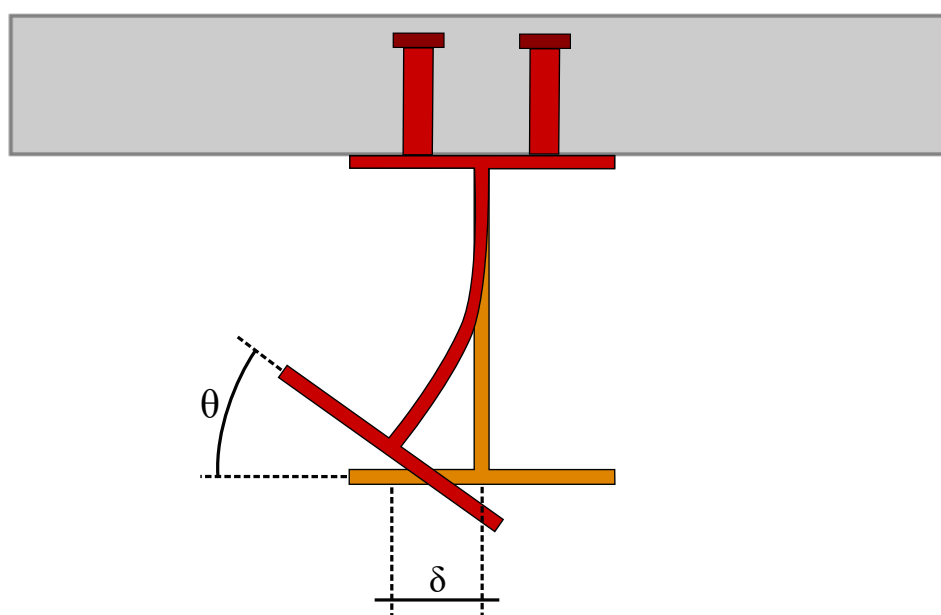


Fonte: Autor (2025)

2.1.1 Comportamento estrutural

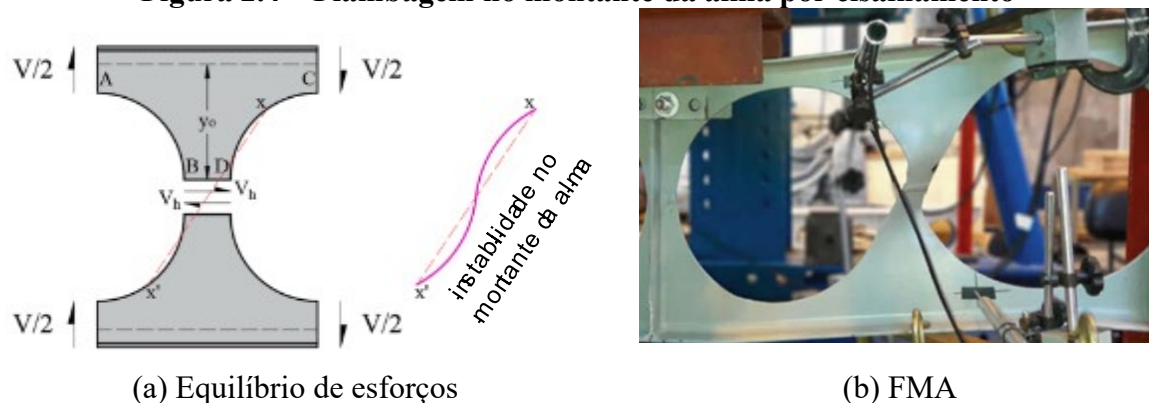
Os perfis de aço podem atingir a instabilidade antes que o material atinja sua capacidade resistente. As instabilidades de perfis celulares mistos podem ser dos seguintes tipos: Flambagem Lateral com Distorção (FLD), Flambagem Distorcional da Alma (FDA), Flambagem no Montante da Alma (FMA), Mecanismo de Vierendeel (MV) e pela combinação desses modos de falha (ELLOBODY, 2012; FERREIRA; MARTINS; DE NARDIN, 2020; FERREIRA; ROSSI; MARTINS, 2019; OLIVEIRA *et al.*, 2022; PANEDPOJAMAN; THEPCHATRI; LIMKATANYU, 2014).

O efeito de FLD em vigas celulares mistas é intensificado devido ao aumento da altura da viga provocada pela sua expansão (SONCK; BELIS, 2015; PANEDPOJAMAN; THEPCHATRI; LIMKATANYU, 2014). Este modo de falha é caracterizado pelo deslocamento lateral (δ) na seção simultaneamente com a uma rotação (θ) (PANEDPOJAMAN; SAE-LONG; CHUB-UPPAKARN, 2016; ROSSI *et al.*, 2020a) (Figura 2.3), que ocorre em perfis de comprimento intermediário com alma de elevada esbeltez (h_w/t_w).

Figura 2.3 – Flambagem Lateral com Distorção

Fonte: Autor (2025)

A FMA, por sua vez, pode acontecer devido à compressão, que neste caso acontece o deslocamento lateral do montante da alma devido à carga externa em região sem enrijecedores (GRILLO *et al.*, 2018). Também há ocorrência de FMA devido a altas magnitudes de tensões de cisalhamento na região de montante. O cisalhamento longitudinal, neste caso, provoca o deslocamento lateral com torção tendo em vista que uma borda é solicitada à tração enquanto a outra borda é solicitada à compressão (Figura 2.4).

Figura 2.4 – Flambagem no montante da alma por cisalhamento

Fonte: Ferreira *et al.* (2021b); Grillo *et al.* (2018)

O mecanismo de Vierendeel surge devido à presença de grandes esforços cortantes e é caracterizado pela formação de rótulas plásticas em regiões próximas às aberturas (Figura 2.5). A ação conjunta de tensões normais e tensões cisalhantes provoca o escoamento do aço nas extremidades da seção tipo T, sendo que este mecanismo pode ocorrer na presença ou não de reforços. Os parâmetros de maior influência na ocorrência de MV são a espessura da alma e o

diâmetro das aberturas (FERREIRA; MARTINS; DE NARDIN, 2021; TSAVDARIDIS; D'MELLO, 2012).

Figura 2.5 – Mecanismo de Vierendeel



Fonte: Erdal e Saka (2013)

2.1.2 Estudos em instabilidades globais

Até o momento, o único estudo experimental encontrado na literatura de vigas celulares mistas em momento negativo é a investigação realizada por Gizejowski e Khalil (2010), onde os autores buscaram avaliar o efeito de instabilidades em vigas celulares, casteladas e retangulares, em dois comprimentos diferentes e com dois tipos de aço, destacando que os alvéolos celulares e castelados possuem a mesma área e mesmo espaçamento entre alvéolos. Os autores destacam a possibilidade da ocorrência de FLD em conjunto com FMA. Além disso, o aumento do comprimento do vão trouxe efeito negativo na resistência devido a ação de maior momento fletor. As vigas celulares e casteladas apresentaram comportamentos muito semelhantes, porém os autores destacam que as vigas casteladas são mais susceptíveis a fratura na alma, visto que não há suavização de curvas que diminui o efeito de concentração de tensões. Os pesquisadores realizaram testes em modelos numéricos a partir dos resultados experimentais e obtiveram que o modelo numérico pelo método dos elementos finitos foi capaz de reproduzir o comportamento observado nos experimentos.

Sweedan (2011) realizou estudos em vigas celulares com objetivo de investigar os parâmetros que influenciam a capacidade resistente de vigas em relação a FLT. Uma das conclusões dos pesquisadores foi de que à medida que a esbeltez da seção diminui, a distorção da alma aumenta, conduzindo o modo de falha para FLD.

Ellobody (2012) realizou um estudo paramétrico acerca da estabilidade de vigas celulares de aço convencional e de alta resistência, onde foi verificado que a utilização de aço de alta resistência melhora consideravelmente a capacidade resistente nos perfis menos

esbeltos. Ademais, a combinação das instabilidades de distorção da alma e FMA levaram a reduções significativas nas cargas de falha.

Posteriormente, Oliveira *et al.* (2022) realizaram um extenso estudo paramétrico utilizando o método dos elementos finitos em vigas celulares mistas submetidas a momento negativo a partir dos estudos realizados por Gizejowski e Khalil (2010), com objetivo de avaliar a falha por FLD. Os autores também observaram que o comprimento livre tem influência significativa no comportamento destes elementos, tendo redução na resistência final com o aumento do comprimento destravado, que é o comprimento do elemento entre seus apoios. Constatou-se também que o formato do diagrama de momento fletor pode alterar significativamente o comportamento, sendo que o modo mais crítico, em geral, foi o momento uniformemente distribuído ao longo do comprimento destravado. Além disso, foi verificado que os parâmetros geométricos de D_0/d , p/D_0 e b_{wc}/b_w possuem grande influência na resistência, porém não foi possível medir precisamente a influência de cada parâmetro. Foi observado também que a utilização de seções transversais mais esbeltas provoca reduções significativas no momento resistente. Ao se analisar a previsão de modelos analíticos em comparação com os obtidos pelo MEF, foi constatado que a maioria dos procedimentos são muito conservadores, subestimando a capacidade resistente das estruturas testadas.

No contexto de estudos sobre FLD em vigas de alma cheia destacam-se os estudos realizados por Rossi *et al.* (2020b, 2021), onde os autores evidenciaram que o coeficiente de esbeltez lateral (L/b_f) não possui influência significativa no momento resistente último sob efeito de FLD para a mesma seção transversal. Isto significa que o comprimento destravado em si não oferece influência direta no momento último para FLD, sendo que o mesmo vale para o coeficiente de esbeltez global (L/r_y). Este coeficiente não impactou significativamente na resistência à FLD, isto se deve ao fato da ocorrência simultânea de FLD com instabilidades locais. Os autores concluíram que o parâmetro que mais influencia o FLD é a esbeltez da seção transversal. Foi analisado também a influência do posicionamento de enrijecedores no meio do vão, onde foi observado que ao acrescentar enrijecedores, o efeito de distorção é reduzido e dependendo da quantidade, a instabilidade pode se tornar exclusivamente local. Outro fator analisado foi a espessura de laje, onde o aumento da espessura teve influência significativa na contribuição de incremento de resistência à FLD, devido ao fato de que ao aumentar a espessura da laje, ocorre o deslocamento da linha neutra da seção transversal do elemento.

2.1.3 Estudos em instabilidades locais

Nadjai *et al.* (2007) estudou o comportamento de vigas celulares mistas com foco no efeito de temperatura. Os autores comentam que a presença da laje de concreto faz com que a capacidade da estrutura para resistir a esforços de cisalhamento aumente consideravelmente em relação a viga de aço isolada. Isso se deve ao fato de que há uma maior resistência à flexão e ao cisalhamento na parte superior da viga sobre as aberturas. Os autores analisaram vigas de comprimento de 4,5 metros submetidas a momento positivo, onde obtiveram em todos os casos falha por FMA.

Tsavdaridis e D'Mello (2011) realizaram estudos experimentais acerca da FMA de sete perfis alveolares, sendo duas do tipo celulares, duas com aberturas circular e filetes no centro das aberturas e três com abertura elíptica, sendo uma delas com abertura elíptica inclinada. As vigas contavam com pequenos comprimentos e travamentos laterais para evitar a ocorrência de instabilidade global e predominar a resistência à esforços cortantes. Porém vale ressaltar que as vigas testadas não passaram pelo processo convencional de fabricação de perfis alveolares, que consistiria no corte térmico com posterior solda da alma, o que implica que as tensões residuais resultantes do corte e solda não existem nos elementos testados pelos autores. Os pesquisadores ressaltam que os elementos atingiram falha devido à ação combinada de momento fletor e esforço cortante, sendo que o comportamento observado para os diferentes tipos de abertura é semelhante, tendo maior diferença a seção transversal dos perfis, visto que os perfis de menores espessuras sofreram instabilidade por mecanismo de Vierendeel, enquanto a FMA foi mais dependente do espaçamento entre os alvéolos.

Posteriormente, Tsavdaridis e Galiatsatos (2015) avaliaram o efeito do posicionamento de enrijecedores no montante da alma em relação à ocorrência de instabilidades locais com pequenos espaçamentos entre aberturas, variando a relação de p/D_0 . Foi observado pelos pesquisadores que os enrijecedores são muito efetivos para relações de p/D_0 menores que 1,3, que foram elementos que obtiveram modo de falha predominante por mecanismo de Vierendeel. Já para relação de 1,3, os enrijecedores não demonstraram efetividade significativa e o modo de falha predominante passou a ser FMA. Os autores testaram um modelo adicional com relação p/D_0 igual à 1,4 com e sem enrijecedor, sendo que este modelo apresentou pouco aumento de resistência, levando os autores a concluírem que a relação ideal para utilização de enrijecedores em montante da alma é 1,3.

Morkhade e Gupta (2019) realizaram testes em vigas celulares variando a relação p/D_0 em 1,07, 1,33, 1,5, 2,0 e 3,0, onde o modo de falha em geral foi FMA, mas houve casos de

ocorrência de mecanismo de Vierendeel. O caso mais crítico de FMA foi de relação p/D_0 de 1,07, com a estrutura se tornando mais estável nas demais relações.

Ferreira *et al.* (2021b) avaliaram a capacidade resistente de vigas celulares mistas em relação a instabilidades no montante da alma e instabilidades locais na alma sob ação de momento positivo, variando os parâmetros de p/D_0 , D_0/d e b_{we}/b_w . As análises revelaram que para vigas celulares de alma menos esbelta, a instabilidade local aconteceu na seção tê superior, próximo ao suporte, enquanto conforme se aumentou a esbeltez da alma, o modo de falha mudou para FMA, gerando um aumento no esforço cortante crítico devido a utilização dos tê superior e inferior. Além disso, a força cortante crítica foi maior com a diminuição do tamanho do alvéolo e com o aumento da largura do montante da alma. Outra observação foi que o montante da alma das extremidades exerce influência expressiva em vigas assimétricas de alma esbelta.

Geng *et al.* (2023) realizaram ensaios experimentais em vigas mistas casteladas em momento negativo, considerando configurações onde a viga se encontra submetida a momento puro e com momento variado. Sob ação de momento puro, o modo de falha preponderante foi instabilidade na mesa inferior, já sob ação de momento e esforço cortante em conjunto, o modo de falha passou a ser combinação de FMA e MV nas bordas dos alvéolos castelados, formando a configuração de formato de S da alma.

Oliveira *et al.*, (2025) avaliaram a influência de aberturas casteladas do tipo Anglo-Saxão e Painer, juntamente com a influência do concreto comum e UHPC e a espessura da alma em vigas casteladas mistas utilizando aço de alta resistência sob momento negativo. Foram realizados ensaios experimentais e numéricos com objetivo de investigar os fenômenos de falhas locais na alma, como FMA e MV. Os ensaios experimentais obtiveram modo de falha com FMA e MV. Foi verificado que o aumento da largura do montante provoca acréscimos na capacidade resistente. Além disso, quanto maior o comprimento da seção tê, mais os elementos são susceptíveis à MV. Em todos os casos, a utilização de lajes em UHPC possibilitou aumentos na capacidade resistente, além de oferecer maior rigidez.

Namba *et al.*, (2025) avaliaram 360 modelos numéricos de vigas celulares mistas empregando materiais de alta resistência em momento positivo. Os autores buscaram investigar a influência dos parâmetros geométricos do perfil metálico, variando a seção transversal, D_0/d , p/D_0 e L . Foi verificado que o aumento de D_0/d , do comprimento L e do número de alvéolos provoca redução na capacidade resistente. Já o aumento de p/D_0 promove acréscimo da capacidade resistente. O modo de falha predominante para menores relações de p/D_0 foi FMA. Para relações de p/D_0 maiores que 1,3, o mecanismo predominante passou a ser MV.

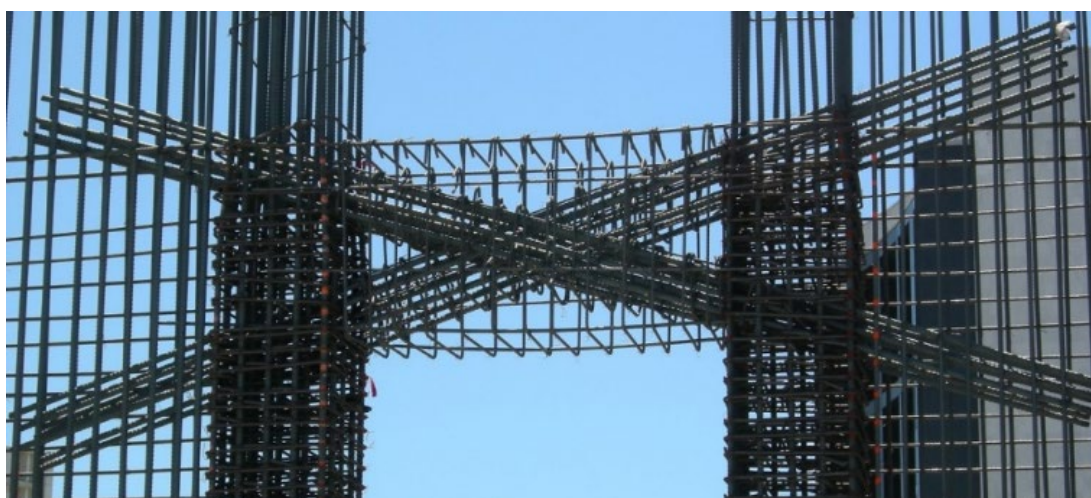
2.2 USO DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS EM ELEMENTOS MISTOS

Concretos autoadensáveis (CAA), são concretos capazes de se adensar apenas com a ação da gravidade, tendo capacidade de vencer obstáculos, além de serem menos permeáveis e mais duráveis que concretos convencionais e dispensarem a necessidade do uso de vibradores (EL-DIEB; REDA TAHA, 2012).

O surgimento do CAA se deu nos anos 80 no Japão, onde pesquisadores da Universidade de Tecnologia de Kochi e da Universidade de Tóquio o desenvolveram visando melhorar a durabilidade de estrutura devido a busca por materiais de alta durabilidade mas de fácil execução pois o país passava por um momento de falta de mão de obra qualificada (OKAMURA; OUCHI, 2003).

Uma das principais vantagens do CAA em relação ao concreto convencional é a possibilidade de executar estruturas com altas taxas de armadura (Figura 2.6), reduzindo problemas de adensamento.

Figura 2.6 – Design típico de vigas resistentes a terremotos



Fonte: Parra-montesinos *et al.* (2014)

Outra vantagem está na redução de ruídos devido a não necessidade de vibração e necessitam de menos tempo de execução, podendo ser pré-fabricados ou moldado no local (BROUWERS; RADIX, 2005).

A produção de CAA consiste na utilização de agregados de granulometria de menor tamanho e aumento do teor de argamassa, com aplicação de aditivos superplastificantes e ajustes no fator água-cimento até que se atinja a propriedade de auto compactação (SHI *et al.*, 2015). A aplicação de superplastificantes é necessária para que se atinja a trabalhabilidade desejada sem um consumo excessivo de água, visto que isto poderia causar diminuição da

resistência à compressão e problemas de segregação ou exsudação (TORRES, 2022).

A inclusão de fibras na matriz de concreto faz com que o material adquira uma significativa tensão residual pós-fissuração e com capacidade de absorver mais energia de deformação através da interação entre o concreto e as fibras, incrementado assim sua resistência à tração e à flexão (EL-DIEB; REDA TAHA, 2012; LIN; YODA; TANIGUCHI, 2014). Contudo, fatores como o tipo de fibra, volume na matriz e geometria afetam diretamente na trabalhabilidade e resistência à segregação do concreto reforçado com fibras (GRÜNEWALD; WALRAVEN, 2001; WANG *et al.*, 2021).

Em vigas mistas, a utilização de concreto de alto desempenho reforçado com fibras promove aumento na capacidade resistente, restrição da abertura de fissuras, além de reduzir o deslizamento entre laje e viga (ZHAO; YUAN, 2010; ZHANG *et al.*, 2023; HAMODA *et al.*, 2017).

A utilização de CAA com fibras é uma opção de interesse pois devido a sua alta fluidez e trabalhabilidade, há uma facilitação de uma melhor distribuição das fibras se comparado ao concreto convencional vibrado (ALBERTI; ENFEDAQUE; GÁLVEZ, 2015).

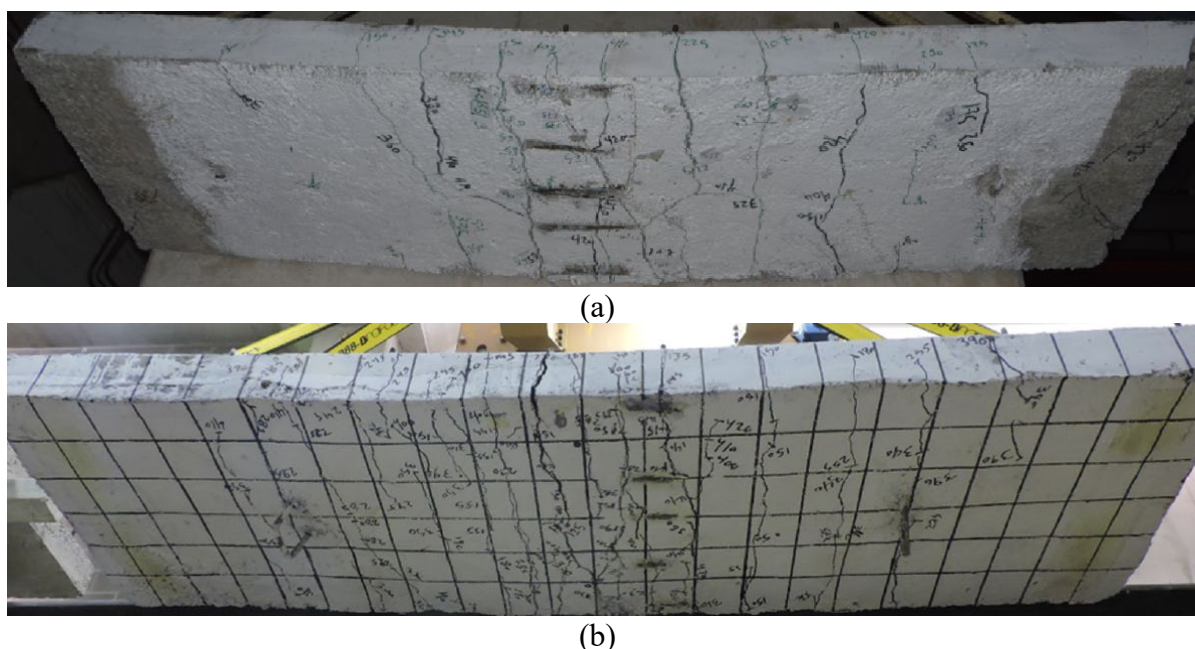
Para vigas contínuas, a presença de momento negativo gera tensões de tração na laje de concreto e tensões de compressão na viga de aço. Como resultado, o comportamento mecânico se torna extremamente não linear devido ao deslizamento entre a viga e a laje e pela formação de fissuras, o que diminui a vida útil da estrutura (LIN; YODA; TANIGUCHI, 2014).

Lin, Yoda e Taniguchi (2014) estudaram o comportamento de vigas mistas de alma cheia com uso de concreto comum e concreto reforçado com fibras (CRFA) submetidas a momento fletor negativo. Todos seus experimentos obtiveram como modo de falha o rompimento à tração da matriz de concreto, porém para o caso do concreto reforçado com fibras, apresentaram maiores cargas para o ponto de início de fissuração. Além disso, foi observado que as fibras oferecem um controle de progressão gradual no tamanho das fissuras, enquanto no concreto sem fibras houve fissuras de ruptura frágil. Os pesquisadores encontraram ainda que procedimentos de cálculo da norma AASHTO LRFD (2007) se demonstraram conservadores, subestimando o momento último das estruturas estudadas, possivelmente devido a não consideração da capacidade residual do concreto com fibras após a fissuração, o que é positivo considerando a segurança, porém o excesso de conservadorismo pode levar ao dimensionamento errôneo de estruturas mais custosas sem real necessidade.

Hamoda *et al.* (2017) estudaram quatro tipos de concreto na composição da laje em suas vigas mistas de alma cheia, submetidas a momento fletor negativo, sendo concreto comum, compósito cimentício engenheirado (ECC), concreto de alta resistência reforçado com fibras de

aço (CARRFA) com e sem junta de UHPC na região onde houve emendas de barras de reforço longitudinais. Ambas as lajes sem fibras apresentaram fissuras na região inferior, que foram se propagando até a região superior (Figura 2.7), sendo que para o concreto comum, as fissuras iniciaram a partir de 14% da carga última e 16% da carga última para o ECC. Já para o CARRFA, o aparecimento da primeira fissura de flexão aconteceu com 21% da carga última. Quando observada as curvas de carga por deslocamento, todas as quatro lajes apresentaram curvas próximas, sendo que o CARRFA contribuiu para uma maior rigidez nos elementos, tanto na região elástica quanto na região plástica. Além disso o aumento da resistência do concreto teve grande contribuição na redução da deflexão última, sendo 36% menor para o CARRFA em relação ao concreto convencional.

Figura 2.7 – Propagação de fissuras em laje de concreto comum (a) e laje de CRFA (b)



Fonte: Hamoda *et al.* (2017)

Qi *et al.* (2020) desenvolveram um estudo acerca do comportamento a flexão em momento negativo de vigas mistas de alma cheia utilizando nichos de cisalhamento em lajes pré-fabricadas. Foram realizados dois testes experimentais, onde um deles conta com uma laje de concreto convencional e o outro com laje de UHPC reforçado com 2% de fibras, sendo que em ambos, as bolsas de cisalhamento foram feitas utilizando UHPC reforçado com 2% de fibras. Em ambos os testes, o modo de falha verificado pelos autores foi instabilidade local na mesa inferior. Para a laje de concreto convencional, a primeira fissura veio aparecer com carga de 140 kN e à medida que a carga incrementou, apareceram fissuras na interface entre a laje e os nichos de cisalhamento. Ao passo que a carga se aproximou da carga última, as fissuras começaram aumentar com baixos incrementos de carga, sendo que o tamanho máximo

observado foi de 5 mm de abertura com espaçamento médio de 9,5 cm. Já para a laje de UHPC, o aparecimento da primeira fissura ocorreu com carga de 240 kN, sendo que a evolução do tamanho e profundidade foram limitadas pelas fibras. Outro efeito observado foi o aparecimento de pequenas fissuras em torno das fissuras já existentes, devido ao efeito de ponte oferecido pelas fibras. Para este caso, a abertura máxima de fissura foi 22 mm, espaçadas em 7 cm em média.

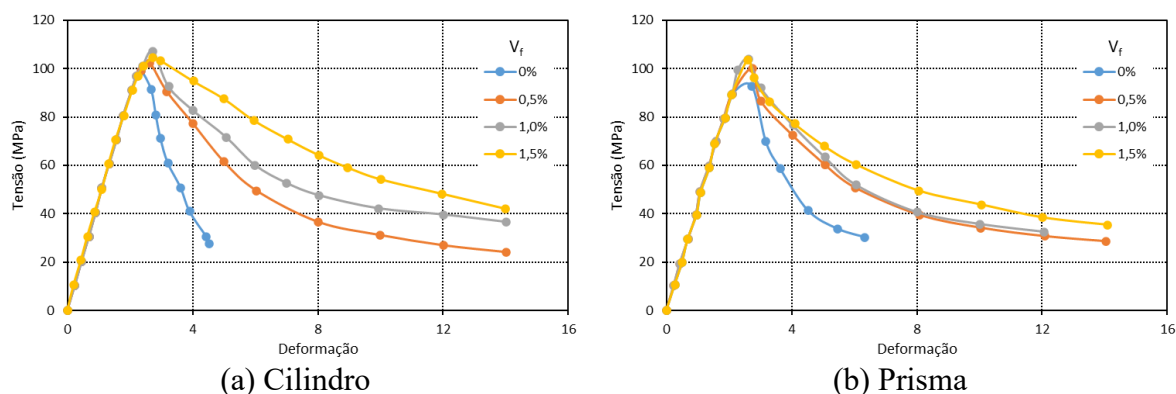
Wan *et al.* (2022) analisaram experimentalmente vigas mistas submetidas a momento negativo, com laje dividida em uma camada inferior de concreto convencional e uma camada superior de UHPC reforçado com fibras. Os autores observaram que a adição de UHPC levou a um aumento significativo na resistência à abertura de fissuras.

Neste contexto, verifica-se que a utilização de concretos de alta resistência reforçado com fibras traz benefícios significativos a vigas mistas submetidas à momento fletor negativo. A atuação das fibras auxilia na distribuição das fissuras e na rigidez do elemento.

2.2.1 Resistência à compressão

Apesar das fibras não oferecerem acréscimos significativos na resistência à compressão, estas oferecem uma resistência residual ao concreto, pois após as formações de fissuras devido ao limite de resistência do concreto, a ação das fibras ainda continua, como uma ponte entre as partes separadas nas fissuras. Mansur, Chin e Wee (1999) avaliaram o comportamento à compressão de concretos de alta resistência, de 70 MPa e 120 MPa, reforçados com volumes de fibra de 0%, 0,5%, 1,0% e 1,5%. Foi observado pelos autores que o aumento no volume de fibras tem influência direta na resistência residual à compressão, sendo mais expressiva em corpos de provas cilíndricos e menos expressivas em corpos de prova prismáticos (Figura 2.8).

Carneiro *et al.* (2014) avaliaram o desempenho mecânico do concreto reforçado com 0,75% de fibras e com utilização de agregados reciclados de resíduos de construção. Foi observado que a adição de fibras e agregado reciclado trouxe melhora no desempenho nas propriedades mecânicas e no controle de fissuras devido à maior resistência ao aumento de microfissuras pré-existentes. A resistência a compressão obteve acréscimo entre 10% e 19% e a resistência a flexão sofreu acréscimo de 8% a 36%.

Figura 2.8 – Curva tensão x deformação variando o volume de fibras

Fonte: Adaptado de Mansur, Chin e Wee (1999)

Błaszczczyński e Przybylska-Fałek (2015) estudaram a influência da quantidade de fibras na mistura, tendo sido realizados ensaios de compressão com volumes de fibras de 1%, 3% e sem adição de fibras. Os pesquisadores obtiveram que a adição de fibras forneceu aos corpos de prova maior ductilidade e diminuiu a propagação de fissuras, porém o comportamento estável após a fissuração se mantém somente até o arrancamento das fibras. Além disso foi observado uma maior tensão de ruptura para 3% de fibras, seguido por 1% de fibras e, por último, sem fibras.

Abbass, Khan e Mourad (2018) realizaram estudos acerca de propriedades mecânicas de CRFA utilizando três tipos de fibras com gancho. Uma com 40 mm de comprimento e 0,62 mm de diâmetro, outra com o mesmo diâmetro, mas com 50 mm de comprimento e por fim a última com 60 mm de comprimento e 0,75 mm de diâmetro, variando o volume de fibras em 0%, 0,5%, 1,0% e 1,5%. Os autores obtiveram um ganho na resistência à compressão entre 2% e 25%, a depender da mistura utilizada. Eles atribuíram o acréscimo de resistência à compressão a um possível efeito de confinamento providenciado pelas fibras, devido a uma interrupção ou aumento da dificuldade do crescimento das fissuras dependendo a resistência da ligação entre as fibras e a matriz.

2.2.2 Resistência à tração

Na tração é possível aproveitar o mecanismo das fibras, visto que o concreto possui ruptura frágil e sua resistência na tração é baixa. A adição das fibras fornece à matriz uma resistência residual, que depende do volume de fibras (OLIVITO; ZUCCARELLO, 2010).

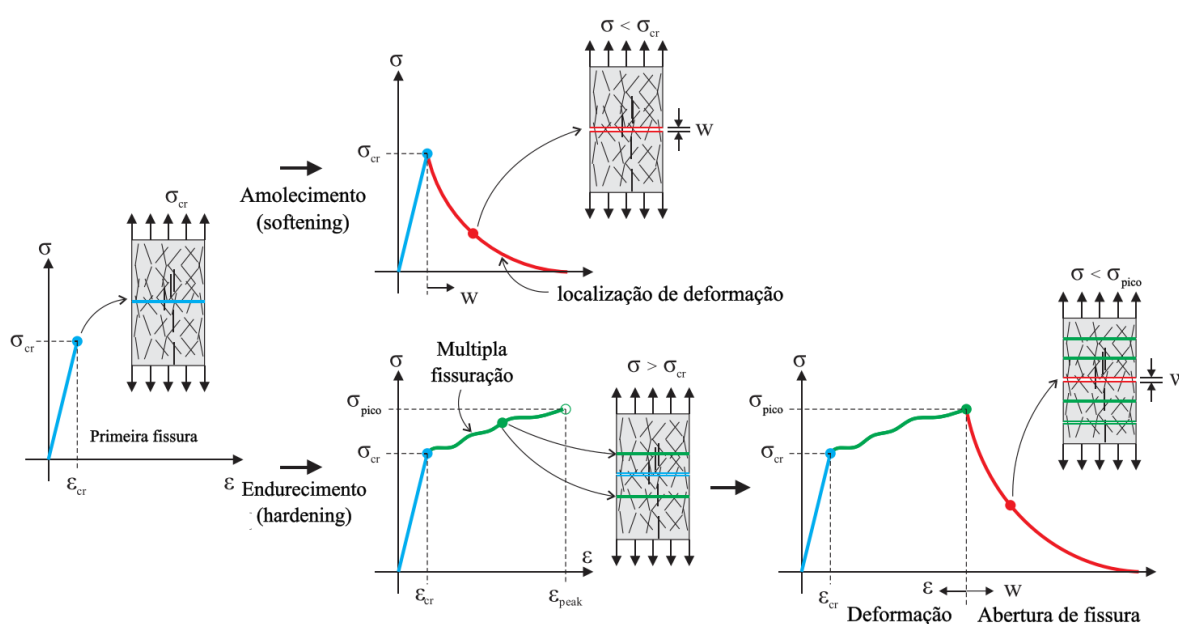
As fibras oferecem a capacidade de reter a velocidade da formação de fissuras a partir da redistribuição das tensões de tração, ao passo que se formam múltiplas microfissuras,

aumentando a capacidade de deformação à tração e sua tenacidade (THAI; NGUYEN; NGUYEN, 2020 RIBEIRO; KRAHL; CARRAZEDO, 2022).

O aumento da resistência à tração pós-fissura depende de diversos fatores, como o módulo de elasticidade e a resistência última da fibra, seu comprimento, forma e tipo de ancoragem, além do volume de fibras na matriz (WU *et al.*, 2016; BENEDETTY *et al.*, 2021).

O comportamento à tração do concreto é caracterizado por uma fase inicial onde ocorre uma ruptura frágil, formando a primeira fissura. Após isso, a ação das fibras passa a ser predominante, sendo que o comportamento de pós-pico, ou seja, após a abertura da primeira fissura no concreto, pode ser apresentado na forma de amolecimento, conhecido como *softening*, ou se endurecimento, conhecido como *hardening*, seguido de um *softening* posterior, quando uma das fissuras começa a aumentar em maior taxa em relação às outras. A Figura 2.9 apresenta o comportamento típico do concreto reforçado com fibras, na região de pré-pico e pós-pico.

Figura 2.9 – Comportamento típico do concreto reforçado com fibras



Fonte: Adaptado de Ribeiro, Krahel e Carrazedo (2022)

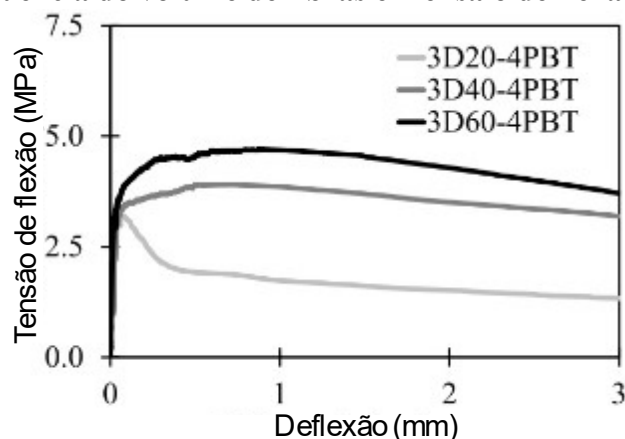
2.2.3 Resistência à flexão

Uma das formas de se obter a resistência à tração de maneira indireta é realizando ensaios de flexão de prismas. As formas mais comuns de ensaio deste tipo são os de flexão em três pontos e quatro pontos (ABNT NBR 16940, 2021; ASTM C1609, 2019; EN 14651, 2005).

Assim como no seu comportamento à tração, o comportamento à flexão em regime pós-

fissura pode ser caracterizado por um *softening* ou *hardening*. Carrillo, Torres e Guerrero (2021) avaliaram a influência do volume de fibras e do tipo de ancoragem através da realização de ensaios de flexão em quatro pontos, com dosagens de fibras correspondentes à 20, 40 e 60 kg/m³, correspondentes à 0,25%, 0,50% e 0,75% de volume de fibras. A Figura 2.10 mostra o resultado obtido para fibras do tipo 3D. É possível observar que o aumento no volume de fibras oferece maior tenacidade ao elemento prismático, sendo que ao passar de 0,25% para 0,5%, o comportamento pós-pico que antes era de *softening* passou a ser de *hardening*.

Figura 2.10 – Influência do volume de fibras em ensaio de flexão de quatro pontos



Fonte: Adaptado de Carrillo, Torres e Guerrero (2021)

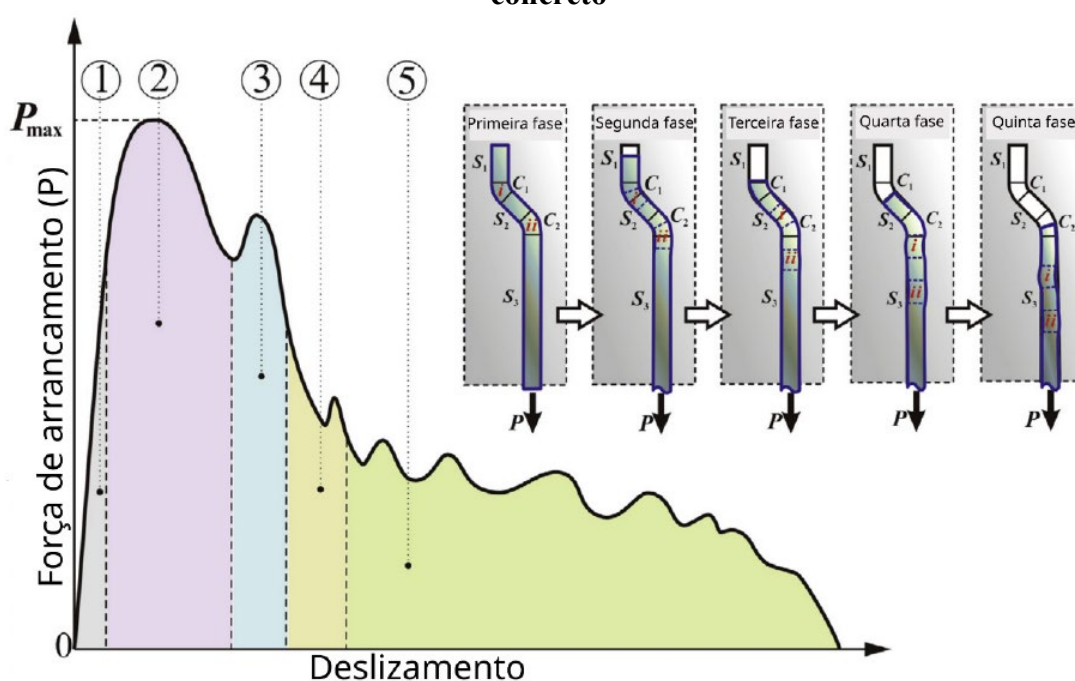
2.2.4 Resistência ao arrancamento

A resistência ao arrancamento de fibras embebidas no concreto é um dos fatores predominantes no quesito de ganho de tenacidade após a abertura de fissuras, visto que esta é a fase em que a fibra mais efetivamente atua no ganho de resistência. Neste caso, os mecanismos que influenciam a capacidade resistente ao arrancamento são a geometria da fibra e o tipo de ancoragem (CUNHA; BARROS; SENA-CRUZ, 2010).

Com relação à fibras com gancho, Deng *et al.* (2018) define que o comportamento das fibras ao arrancamento possuem cinco estágios (Figura 2.11). O primeiro consiste em um desprendimento parcial da fibra em relação à interface, quando a fibra começa perder aderência química. O segundo estágio consiste na primeira deformação plástica, quando a fibra se desprende completamente e começam a se movimentar por regiões curvas, o que leva os seguimentos de ganchos a serem submetidos a esforços de flexão e deformações plásticas, levando a um aumento substancial da carga de arrancamento, sendo esse estágio o pico de carga no arrancamento de fibras com gancho. O terceiro estágio é quando a fibra atinge o segundo pico mais alto, momento em que a fibra é forçada a percorrer um caminho que é contrário à sua forma original, o que leva a um aumento na carga. O estágio quatro é caracterizado pela

passagem da fibra pelo duto entre as duas curvas, estágio onde a resistência ao arrancamento é dada pelo atrito e pela deformação plástica. Neste caso, com adição de maiores volumes de fibra, há um acréscimo no atrito da matriz e consequentemente um aumento na resistência ao arrancamento. O quinto e último estágio é descrito como a passagem após a segunda curva, onde a resistência predominante é exclusivamente atrito, sem haver deformações plásticas da fibra. Vale ressaltar que o atrito provocado pela fibra com gancho no último estágio é maior do que o atrito provocado por fibras retas, devido ao fato de que as fibras com gancho não se endireitam completamente ao entrar nesse estágio.

Figura 2.11 – Comportamento ao arrancamento de fibras com gancho embebidas em concreto



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

O comportamento à tração pode ser avaliado a partir de ensaios experimentais em que são obtidas curvas de força por deslocamento, conhecidos como *pullout*, onde a partir destes são obtidos parâmetros de interface entre matriz e fibra, como a tensão de aderência (τ) e a energia de arrancamento (W_p) (ABBAS; KHAN, 2016; ABDALLAH; FAN; REES, 2018).

No arrancamento, o formato das fibras tem grande impacto em seu comportamento. Wu *et al.* (2016) analisaram a influência de três formatos de fibras na mistura de concreto, sendo eles retas, corrugadas e com pontas em forma de gancho embebidas em UHPC. Os autores encontraram que a resistência à compressão e a resistência de pico são maiores para a forma de gancho e menores para a forma de reta.

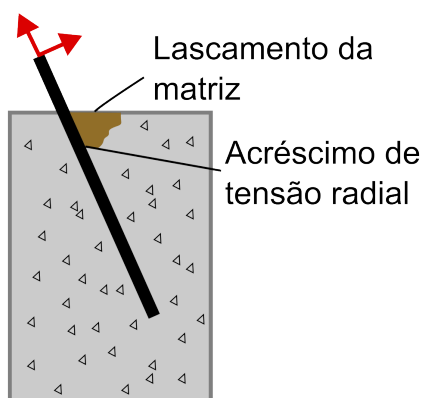
Benedetty *et al.*, (2021) investigaram o arrancamento de fibras com ancoragens retas, de meio-gancho e gancho, embutidas em matrizes de volumes de fibras de 0%, 0,30%, 0,75%

e 1,0%. Os pesquisadores observaram que as fibras de meio-gancho obtiveram melhores comportamentos com relação à capacidade de dissipação de energia e carga de pico, devido ao fato de ocorrer uma transição mais suave entre o pico de carga e o regime de atrito, o que resultou em energias de arrancamento da mesma ordem ou mais altas que as fibras em gancho. Além disso, o volume de fibras foi positivo para a tensão de aderência do arrancamento até 0,75%, sendo que em 1% houve uma pior compactação do concreto possivelmente devido à presença de bolhas de ar na matriz.

Outro parâmetro que influencia diretamente na resistência ao arrancamento é o ângulo de inclinação das fibras, que acaba tendo relação direta com o tipo de concreto, o método de lançamento e o adensamento, dessa forma, após a abertura de fissuras, cada fibra acaba sendo solicitada de forma diferente, sendo notado que há acréscimos na força de arrancamento para ângulos entre 30° e 45° (KRAHL *et al.*, 2021; BENEDETTY *et al.*, 2023)

Em caso de fibras alinhadas perpendiculares, os mecanismos que governam o arrancamento é basicamente o atrito ao longo do canal, porém em fibras inclinadas, surgem zonas comprimidas no concreto na região de saída, o que aumenta o atrito nessa região e consequentemente a carga necessária para o arrancamento da fibra (Figura 2.12). Em decorrência desse efeito, pode acontecer o lascamento da matriz de concreto na região de saída da fibra, rompendo um pedaço da matriz em contato com a fibra (LEE; KANG; KIM, 2010).

Figura 2.12 – Efeito da inclinação da fibra



Fonte: Adaptado de Leung e Geng (1998)

Benedetty *et al.* (2023) realizaram um estudo acerca do comportamento ao arrancamento de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço, utilizando fibras com gancho Dramix 3D 65/35 BG, com volumes variando em 0%, 0,25%, 0,50% e 0,75%, além de variar o ângulo de inclinação da fibra em 0° (perpendicular), 30° e 45°. Os pesquisadores observaram que para os ângulos de 30° e 45°, a energia total dissipada não aumenta consideravelmente com o conteúdo de fibras, isso se deve ao fato de que o acréscimo de

resistência na região da fibra arrancada causou ruptura prematura das fibras, dissipando assim menos energia. Ademais, a área lascada pelas fibras inclinadas teve influência com o aumento no conteúdo de fibras, sendo que maior o volume, menor a área lascada, e consequentemente maior a chance de acontecer a ruptura da fibra antes de seu arrancamento.

2.3 UTILIZAÇÃO DE AGREGADOS RECICLADOS EM CONCRETO

A geração de resíduos é um sério problema da sociedade moderna. O Brasil está entre os cinco maiores produtores de louças sanitárias do mundo, com uma produção anual de 22 milhões de peças, onde o principal resíduo são cacos de peças moídas que apresentaram defeitos de qualidade, sendo que o volume de resíduo gerado varia entre 6% a 20% da produção (CABRAL *et al.*, 2010; ORTIGARA *et al.*, 2022; ANFACER, 2023)

Os produtos de cerâmica, por se tratarem de minerais argilosos e passarem por processos de altas temperatura, adquirem propriedades de argila cozida, conferindo a este material alta resistência, resistência ao desgaste, longa vida útil, inércia química, não toxicidade, resistência ao calor, ao fogo e elétrica (MEDINA; ROJAS; FRÍAS, 2012b).

Medina, Rojas e Frías (2012b) estudaram a substituição de agregado gráudo por agregado reciclado resultante da tritura de louças sanitárias em faixas de 15%, 20% e 25%. A produção do agregado foi feita a partir de triturador de mandíbula, que conferiu uma forma de bordas irregulares ao agregado (Figura 2.13). Além disso, a composição mineralógica demonstrou que sua constituição majoritariamente de quartzo, com uma fração granulométrica correspondente à agregados gráudos e uma fração menor que 4 mm, correspondente à agregados miúdos. A curva granulométrica obtida é bem graduada, o que segundo os autores tem benefício positivo à matriz de concreto. Com relação à trabalhabilidade, por mais que o agregado reciclado confere maior absorção de água, foi observado pouca redução no *slump test*. O comportamento mecânico teve efeito benéfico com a substituição, trazendo aumento de 12% a 25% na resistência à compressão e tração quando comparado ao agregado natural. Foi concluído também que o agregado reciclado não interferiu nas reações químicas durante o processo de cura do concreto, além de que a zona de transição entre pasta e agregado foi mais compacta, mais estreita e menos porosa. Por fim, os autores concluem que o agregado estudado pode ser utilizado para fins estruturais e traz vantagens técnicas, econômicas e ambientais para o setor da construção civil.

Em outro estudo, Medina, Frías e Rojas (2012a) avaliaram a microestrutura do concreto com o mesmo agregado reciclado nas mesmas proporções de substituição de agregado gráudo,

onde foi observado que a adição do resíduo de porcelana oferece a capacidade de redução do volume de macroporos, ao passo que a zona de transição interfacial entre o agregado e a pasta de argamassa foi muito mais compacta e menos porosa que o agregado natural, o que faz com que o concreto tenha um ganho em suas propriedades mecânicas e se torne mais resistente a agentes agressivos (químicos, físicos e ambientais).

Figura 2.13 – Forma do agregado de louça sanitária como agregado graúdo



Fonte: Medina, Rojas e Frías (2012b)

Posteriormente, Medina *et al.* (2016) continuaram os estudos a respeito do agregado reciclado a partir de resíduos de porcelana, onde desta vez os pesquisadores buscaram inferir a durabilidade da matriz ao se utilizar esse tipo de agregado em concretos. Para isto, os autores realizaram ensaios em corpos de prova com substituições de agregados graúdos em 20% e 25%. Foram feitos testes de compressão, de porosidade, de penetração de cloreto e de resistividade elétrica. Os ensaios mostram que o agregado reciclado leva a um ligeiro aumento na penetração de cloreto, porém ficaram abaixo do limite máximo especificado pelo código espanhol de concreto estrutural (EHE-08). O concreto com agregado reciclado apresentou maior resistividade elétrica, caracterizando um maior poder isolante. Outro fator foi de que a matriz apresentou uma proporção menor de macroporos e uma maior porcentagem de poros capilares médios e pequenos em relação ao concreto de referência. Estes fatores levaram a conclusão de que o concreto com agregados reciclados apresentou parâmetros indicativos de durabilidade satisfatória.

Ortigara *et al.* (2022) avaliaram o impacto da substituição de areia fina por agregados reciclados derivados de louça sanitária em concreto autoadensável nas proporções de 20%, 40%, 60% e 80%. Para as faixas de substituição de 20% e 40% houve aumento na resistência a compressão devido a reações pozolânicas, enquanto para 60% e 80% a resistência foi semelhante ao agregado natural. Além disso houve melhora no índice de estabilidade visual, na coesão e na segregação das misturas, sendo atribuída à diminuição da quantidade de água livre

nas misturas, o que acarretou num aumento da viscosidade e uma diminuição da fluidez. Substituições entre 20% e 60% atenderam os requisitos da ABNT NBR 15823-1:2017 e da EFNARC (Guia Europeu para concretos autoadensáveis) para concretos autoadensáveis.

Gautam *et al.* (2022) avaliaram a substituição de agregado miúdo por pó de cerâmica a partir de resíduos de *Bone China*, um tipo de cerâmica utilizada em louças ornamentais que possui tamanho médio de partículas em torno de 0,08 mm. Os pesquisadores encontraram que seu uso é benéfico até a taxa de 20% de substituição de agregado natural tanto nas propriedades em estado fresco, quanto em estado endurecido, com ganho nas resistências mecânicas devido à presença de pozolana na sua composição, gerando uma melhor ligação entre os ingredientes do concreto. Porém com substituições acima de 20% houve efeito negativo, possivelmente devido à maior ocorrência de exsudação em decorrência a um excesso de pó disponível.

Ahmad *et al.* (2023) investigou o efeito da adição de fibras sem gancho de aço em concretos que utilizam uma fração de agregado reciclado resultante da tritura de louça sanitária. Os autores descrevem um acréscimo de 1,3% na resistência a compressão quando comparados com o concreto utilizando agregado reciclado sem fibras e de 6% em relação ao concreto convencional. Também houve acréscimo de 16,4% na resistência à flexão comparada ao concreto convencional sem reforço de fibras.

Liejy *et al.* (2023) avaliaram a influência da substituição de agregados miúdos e graúdos por agregados reciclados em perfis mistos do tipo *steel deck*, utilizando perfis do tipo C. A substituição dos agregados foi feita em proporções de 0%, 50% e 100%. Os estudos demonstraram que a substituição por agregados reciclados reduziu o momento último resistente em 7% e 11% para 50% e 100% de substituição, respectivamente. Os autores justificam este comportamento pela diminuição da resistência à compressão concreto. A resistência média com 0%, 50% e 100% de agregado reciclado foi de 20,1 MPa, 17,2 MPa e 11,2 MPa, respectivamente. Além disso, o deslocamento na carga de pico foi menor para os concretos com substituição por agregados reciclados. Os autores concluem que a substituição por agregados reciclados ofereceu pouca influência no comportamento à flexão, porém reduziu o peso próprio estrutural em 15% a 18%, além de se utilizar menos agregados naturais, o que traz benefício ambiental.

Com exceção dos estudos realizados por Liejy *et al.* (2023), na literatura não é possível encontrar outros estudos acerca da utilização de material reciclado em vigas mistas de aço e concreto, sobretudo se tratando de perfis I celulares e de concretos de alto desempenho.

2.4 VIGAS MISTAS COM AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA

Os aços comumente classificados como de alta resistência são aqueles com tensões de escoamento iguais ou superiores à 460 MPa (BAN; BRADFORD, 2013). A sua utilização em substituição de aços convencionais pode reduzir o tamanho dos elementos e consequentemente o peso da estrutura, fazendo com que esta necessite de fundações menores, tornando assim o projeto mais sustentável. As vantagens deste tipo de aço são maximizadas quando empregado em vigas mistas, devido ao fato de que em momento positivo, a maior parte da viga de aço se encontra tracionada (BAN; BRADFORD, 2013).

Zhao e Yuan (2010) pesquisaram a influência de aços de grau Q345 e Q450 em vigas mistas sob ação de momento positivo. Foi verificada que há um acréscimo significativo no momento fletor resistente para o aço de grau Q450 em comparação ao Q345, tanto para concreto de classe C30 quanto concreto de classe C80.

Ban e Bradford (2013) investigaram a utilização de aços de alta resistência em vigas mistas submetidas à momento positivo através de análises numéricas, utilizando as classes S235, S460, S690 e S960. Os pesquisadores encontraram que os métodos de cálculo baseado na análise plástica da seção tendem a superestimar a capacidade resistente dos aços de maior grau de resistência.

Tong *et al.* (2022) avaliaram experimentalmente a capacidade resistente de vigas mistas utilizando aço de classe Q690, com laje em UHPC de 120,9 MPa de resistência à compressão, submetidas a momento positivo com diferentes conexões de cisalhamento. O modo de falha obtido com interação parcial de cisalhamento foi a fratura do pino enquanto em interação total, a falha se deu por esmagamento da laje de UHPC.

Uma das formas de se aumentar a resistência do aço é com a adição de nióbio (Nb). Zong e Liu (2021) avaliaram propriedades mecânicas e de corrosão em aços com conteúdo de nióbio de 0,035%, 0,062%, 0,084% e 0,107%. Os autores avaliaram que o aço com maior taxa de nióbio apresentou a maior tensão de escoamento, aumentando de 507 MPa (0,035% de Nb) para 555 MPa (0,107% de Nb). O aço com 0,084% de Nb obteve maior tensão última. Jack e Szpunar (2023), ao analisarem aços com conteúdo de 0,008% e 0,080% de Nb, observaram que o aço com maior teor de Nb possui mais resistência às rachaduras por corrosão, além de possuir maior resistência à corrosão e uma microestrutura mais refinada.

Na literatura não se encontram estudos acerca da utilização de aços de alta resistência em vigas celulares mistas. Este material pode auxiliar na capacidade resistente de vigas, principalmente quando sujeitas a plastificação da seção.

2.5 FUNDAMENTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA

O desenvolvimento experimental de elementos mistos é de difícil execução e muitas vezes onerosos. Devido a isto, a modelagem numérica surge como uma alternativa rápida e de baixo custo para investigar problemas tanto estruturais quanto de outras áreas. Entretanto, para utilização correta das ferramentas de modelagem, faz-se necessário conhecimento acerca da influência das imperfeições físicas e geométricas, dos modelos que descrevem o comportamento dos materiais, dos métodos de análises e dos tipos de elementos finitos empregados.

2.5.1 Imperfeições geométricas iniciais

O processo de fabricação de perfis acarreta defeitos na geometria, gerando uma curvatura inicial da qual é responsável por ampliar o deslocamento transversal e reduzir a capacidade resistente à fenômenos de instabilidade.

A amplitude da imperfeição geométrica no modelo numérico depende do tipo de análise realizada. Em elementos cuja instabilidade é global, há a recomendação da norma ANBT NBR 5884:2013 que apresenta uma tolerância na fabricação de perfis soldados de uma curvatura de $L/1000$. O mesmo foi utilizado em trabalhos de modelagem numérica como de Rossi *et al.* (2020b), com análises do efeito de FLD em vigas mistas de alma cheia, por Oliveira *et al.* (2022) com estudo acerca de FLD em vigas celulares mistas e por Ferreira, Rossi e Martins (2019), em seus estudos acerca do efeito de FLT em vigas celulares.

Já em análises onde há efeitos de instabilidades locais, encontram-se recomendações na norma EN 1993-1-5:2006, em seu anexo C onde são descritas recomendações para análises numéricas, a utilização de uma curvatura inicial equivalente à $a/200$, onde a é o comprimento do elemento de chapa que sofre a instabilidade. Porém os estudos experimentais de Vieira (2015) e numéricos de Ferreira, Rossi e Martins (2019) sugerem que para representações de instabilidades na alma, a curvatura de $d/100$ é suficientemente representativa. Posteriormente Ferreira, Martins e Nardin (2021) avaliaram através de um estudo de sensibilidade numérica que a imperfeição de $d_g/1000$ apresenta concordância com os resultados experimentais.

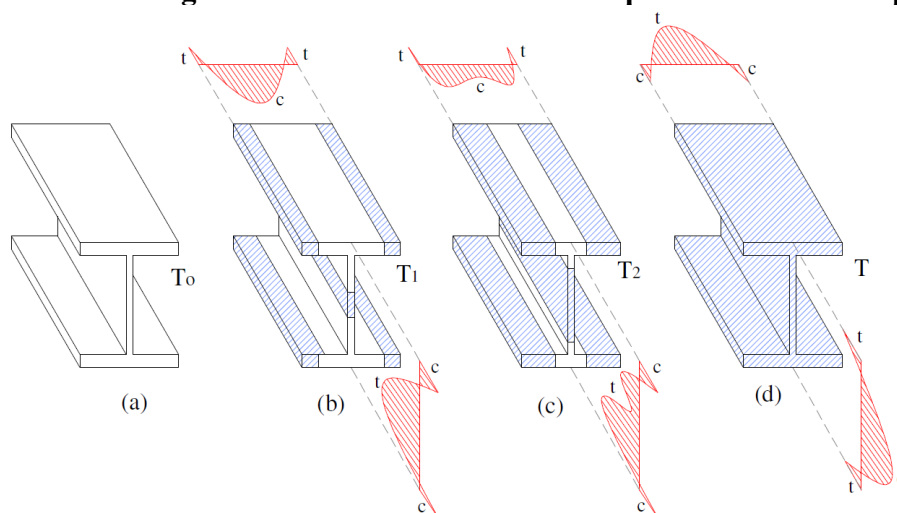
2.5.2 Tensões residuais

As tensões residuais são tensões internas auto equilibradas. Estas surgem devido ao

resfriamento não uniforme durante os processos de fabricação de perfis laminados e soldados, sendo independentes da existência de carregamentos externos. A Figura 2.14 exemplifica como se formam as tensões residuais em perfis laminados a quente.

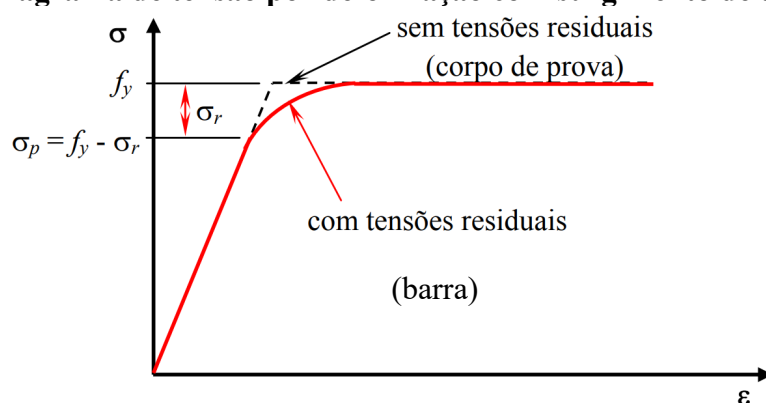
Nesse contexto, as tensões residuais podem causar escoamento ou instabilidades prematuras nos perfis de aço, reduzindo sua resistência última. Dessa forma o aço atinge o escoamento de forma prematura (BEZERRA, 2011). A Figura 2.15 exemplifica o comportamento da curva tensão por deformação de um aço com tensões residuais, onde a tensão de proporcionalidade (σ_p) é dada pela diferença entre a tensão de escoamento (f_y) e a tensão residual (σ_r).

Figura 2.14 – Surgimento de tensões residuais em perfis laminados a quente



Fonte: Gomes (2006)

Figura 2.15 – Diagrama de tensão por deformação com surgimento de tensões residuais



Fonte: Bezerra (2011)

As tensões residuais variam de acordo com a geometria da seção transversal, onde perfis maiores e mais pesados apresentam tensões residuais maiores. Além disso, a forma das tensões depende se o processo de fabricação foi laminação ou soldagem. A Tabela 2.1 apresenta alguns modelos de tensões residuais presentes na literatura. Vale destacar que para perfis alveolares,

existe apenas o modelo proposto por Sonck, Van Impe e Belis (2014), desenvolvido a partir de estudos experimentais de perfis celulares e castelados com aço de grau S275.

Tabela 2.1 – Modelos de tensões residuais

Referência	Diagrama	Intensidade
ECCS (1984) Perfis soldados		$\sigma_t = f_y$ $\sigma_c = 0,25f_y$
Galambos e Ketter (1959) Perfis laminados		$\sigma_t = \left[\frac{b_f t_f}{b_f + t_w (d - 2t_f)} \right] 0,3f_y$ $\sigma_c = 0,3f_y$
Sonck, Van Impe e Belis (2014) Perfis laminados alveolares		$\frac{d_g}{b_f} > 1,2 \rightarrow \begin{cases} \sigma_t = 50 \text{ MPa} \\ \sigma_c = 100 \text{ MPa} \end{cases}$ $\frac{d_g}{b_f} \leq 1,2 \rightarrow \begin{cases} \sigma_t = 100 \text{ MPa} \\ \sigma_c = 150 \text{ MPa} \end{cases}$ $\sigma_w = \frac{50b_f t_f}{(d_g - t_f - D_0)t_w}$

Fonte: Autor (2025)

2.5.3 Comportamento do concreto

O concreto é um material de ruptura frágil que pode apresentar microfissuras antes mesmo da aplicação de carregamentos externos. Com a aplicação destes, as fissuras tendem a aumentar e aparecem novas fissuras, o que contribui para seu comportamento não linear. Dito isto, é importante se utilizar um modelo constitutivo que possa representar corretamente o comportamento deste material. Um destes modelos é o *concrete damage plasticity* (CDP), que

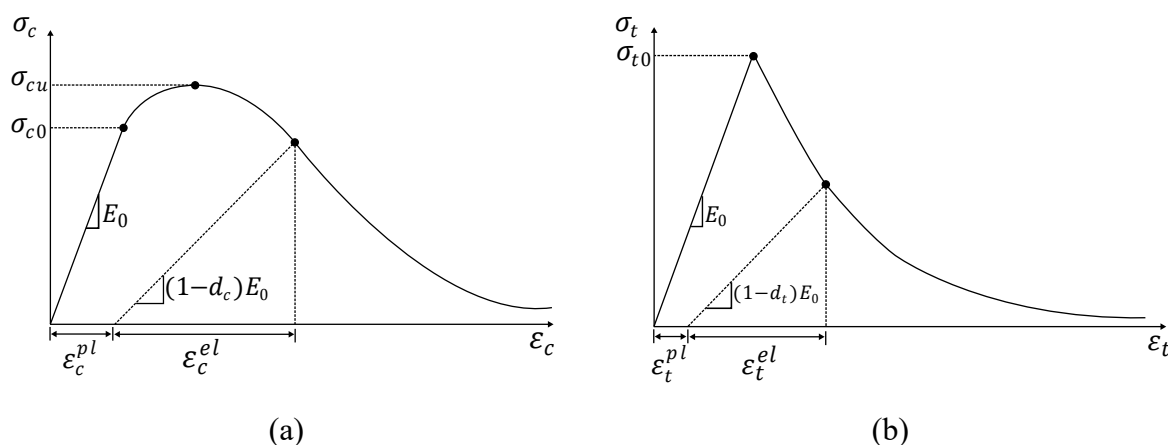
abrange a capacidade de compressão e tração do material, além de reproduzir a perda de rigidez através da variável de dano.

O dano por sua vez é uma variável que assume valores entre 0, quando o material se encontra totalmente íntegro, e 1, quando o material está completamente danificado. A Figura 2.16 expõe uma representação da degradação do concreto pelo dano à compressão e tração.

O CDP utiliza alguns parâmetros necessários para representação do comportamento do concreto, sendo estes: relação entre a tensão biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}); parâmetro K_c , que é dado pela razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o invariante de compressão (Figura 2.17), variando entre 0,5 e 1,0; a excentricidade (ξ) que define o quanto a função hiperbólica de potencial de fluxo se aproxima da assíntota (Figura 2.18); o ângulo de dilatação (Ψ) e o parâmetro de viscosidade (μ), que é uma ferramenta matemática utilizada para melhorar a taxa de convergência ao relaxar o sistema viscoplástico sem comprometer os resultados, desde que sejam utilizados valores pequenos (ABAQUS 6.14 *ANALYSIS USER'S GUIDE*, 2014).

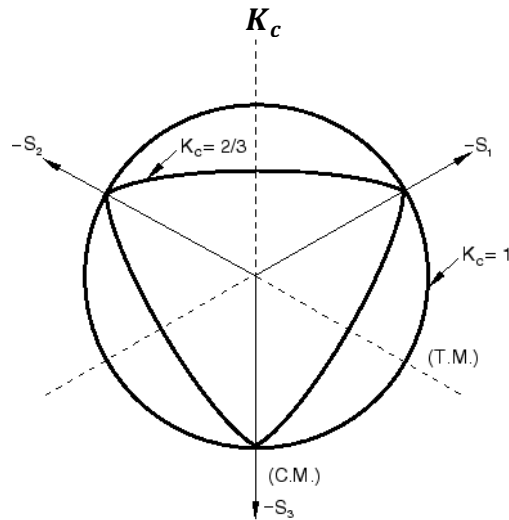
O valor de cada parâmetro do CDP pode ser determinado de maneira experimental ou a partir de estudos de sensibilidade numérica. Na literatura são encontrados diversos estudos utilizando diferentes parâmetros para concretos parecidos, sendo o ângulo de dilatação e a viscosidade os parâmetros mais variados, alguns estudos são expostos na Tabela 2.2.

Figura 2.16 – Dano a compressão (a) e tração (b)



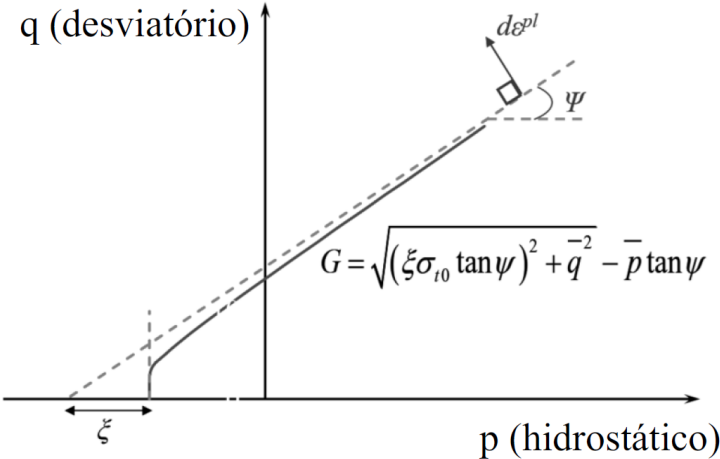
Fonte: Adaptado de Abaqus 6.14 *Analysis User's Guide* (2014)

Figura 2.17 – Superfícies de escoamento no plano desviatório para diferentes valores de



Fonte: Abaqus 6.14 *Analysis User's Guide* (2014)

Figura 2.18 – Função hiperbólica de potencial de fluxo q (desviatório)



Fonte: Abaqus 6.14 *Analysis User's Guide* (2014)

Tabela 2.2 – Parâmetros do CDP na literatura

Referência	Tipo de concreto	Ψ (°)	ξ	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ
Rossi <i>et al.</i> (2021)	CC	36	0,1	1,16	2/3	0,001
Benedito <i>et al.</i> (2023)	CRFA	44	0,1	1,16	2/3	0,001
Solhmirzaei e Kodur (2017)	UHPFRC	39	0,1	1,16	2/3	0,0001
Chan, Moy e Galobardes (2022)	CRFA-AR	36	0,1	1,16	2/3	0,00005
Lima <i>et al.</i> (2023)	UHPFRC	30	0,1	1,16	2/3	0,0001

CC = Concreto convencional; CRFA = Concreto reforçado com fibras de aço; UHPFRC = Concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras; AR = Agregado reciclado

Fonte: Autor (2025)

Sobre as relações constitutivas para descrever o comportamento do concreto, destacam-se o modelo de Carreira e Chu (1985) para seu comportamento à compressão (ROSSI *et al.* 2021; FERREIRA *et al.* 2021a; BENEDITO *et al.* 2023) e o modelo de Li e Leung (1992) para a tração (BENEDITO *et al.*, 2023; LIMA *et al.*, 2023). Há também estudos que se baseiam nos modelos constitutivos presentes na fib Model Code (2010), como o de Chan, Moy e Galobardes (2022) que representou numericamente o concreto reforçado com fibras e agregado reciclado.

3 MODELOS ANALÍTICOS

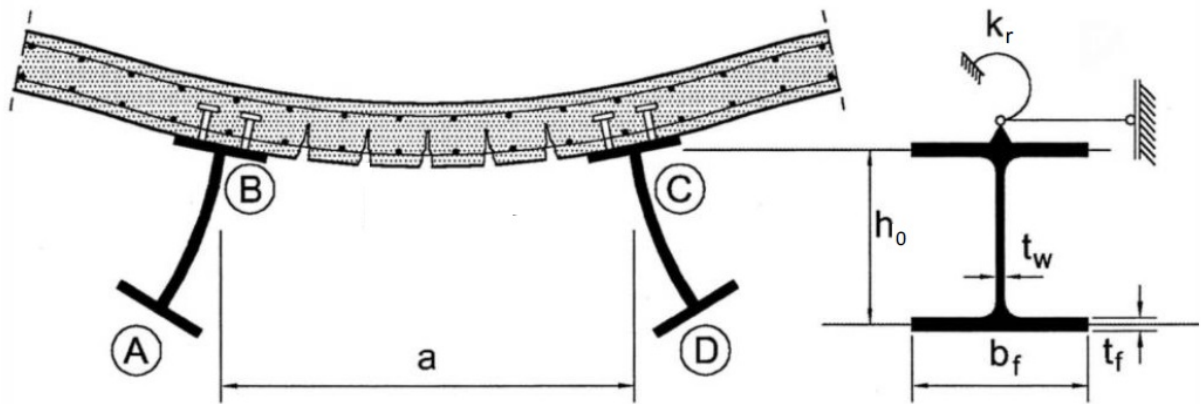
3.1 CAPACIDADE RESISTENTE À FLD

Para verificação da capacidade resistente à FLD, neste capítulo são apresentadas recomendações a partir das normas Eurocode 4 (prEN 1994-1-1:2024), ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 8800:2024 e AS4100:2020, além de adaptações propostas por autores na literatura.

3.1.1 EUROCODE 4

O projeto de norma prEN 1994-1-1:2024 apresenta uma metodologia de verificação da capacidade resistente à FLD baseada em uma estrutura de U invertido (Figura 3.1). Vale ressaltar que a norma em questão não traz procedimento de cálculo para momento crítico elástico, porém permite o desenvolvimento de LBA (*linear buckling analysis*) para obtenção do momento crítico elástico.

Figura 3.1 – Estrutura em U invertido



Fonte: Adaptado de prEN 1994-1-1:2024

No topo do perfil metálico, a rigidez rotacional k_r é determinada pelas Equações 3.1, 3.2 e 3.3.

$$k_r = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (3.1)$$

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

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2)h_0} \quad (3.3)$$

Onde:

k_1 : Rigidez à flexão da laje de concreto;

k_2 : Rigidez à flexão da alma do perfil de aço;

$(EI_c)_2$: Rigidez à flexão da seção mista homogeneizada, desprezando o concreto tracionado;

ν_a : Coeficiente de Poisson do aço;

a : Distância entre os perfis de aço paralelas.

O coeficiente α tem seu valor sendo igual a 2 para vigas de borda e igual a 3 para vigas internas, podendo ser adotado 4 em vãos contendo quatro ou mais vigas.

O momento resistente à FLD pode ser calculado através da Equação 3.4.

$$M_{Rd,FLD} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (3.4)$$

Onde:

χ_{LT} : Fator de redução à FLD, sendo adotadas as curvas de instabilidade lateral com torção;

M_{Rd} : Momento resistente de projeto.

O fator de redução χ_{LT} , por sua vez, é obtido utilizando as equações presentes na EN 1993-1-1:2022 e pode ser calculado com auxílio dos parâmetros de esbeltez relativa ($\bar{\lambda}_{LT}$) e do parâmetro auxiliar ϕ_{LT} , que podem ser calculados pelas Equações 3.5 - 3.7.

$$\chi_{LT} = \frac{f_M}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - f_M \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad (3.5)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (3.6)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + f_M \left[\left(\frac{\bar{\lambda}_{LT}}{\bar{\lambda}_z} \right)^2 \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \right] \quad (3.7)$$

Onde:

M_{Rk} : Momento resistente considerando as resistências características dos materiais;

M_{cr} : Momento crítico elástico;

α_{LT} : Fator de imperfeição.

f_M : Fator que considera a distribuição de esforços internos;

$\bar{\lambda}_z$: Esbeltez relativa ao eixo de menor inércia.

O fator de imperfeição α_{LT} é adotado em função das características geométricas da seção transversal do perfil de aço, conforme as Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Valores recomendados para o fator de imperfeição (α_{LT}) para seções duplo-simétricas

Tipo de perfil	Limites		α_{LT}
Laminados	$\frac{d}{b_f} > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$0,12 \sqrt{\frac{W_y}{W_x}} \leq 0,34$
		$t_f > 40 \text{ mm}$	$0,16 \sqrt{\frac{W_y}{W_x}} \leq 0,49$
	$\frac{d}{b_f} \leq 1,2$		$0,16 \sqrt{\frac{W_y}{W_x}} \leq 0,49$
Soldados	$t_f \leq 40 \text{ mm}$		$0,21 \sqrt{\frac{W_y}{W_x}} \leq 0,64$
	$t_f > 40 \text{ mm}$		$0,25 \sqrt{\frac{W_y}{W_x}} \leq 0,76$

Fonte: EN 1993-1-1:2022

A norma EN 1993-1-13:2024 traz recomendações para o cálculo do momento de inércia efetivo da seção celular com relação ao eixo de maior inércia (I_{eff}), que é dado através das Eqs. 3.8 e 3.9.

$$\frac{L}{d} \geq 18 \quad I_{eff} = I_a - n_0 \left(\frac{a_{eff}}{L} \right) \frac{D_0^3 t_w}{12} \quad (3.8)$$

$$\frac{L}{d} < 18 \quad I_{eff} = I_a \left[1 + \frac{n_0}{12} \left(\frac{a_{eff}}{L} \right) \frac{D_0^3 t_w}{I_a} + 0,8 n_0 \left(\frac{a_{eff}}{L} \right)^3 \frac{I_a}{I_{bT} + I_{tT}} \right] \quad (3.9)$$

Onde:

I_a : Momento de inércia da seção no meio do montante de alma;

I_{bT} : Momento de inércia da seção T inferior;

I_{tT} : Momento de inércia da seção T superior;

n_0 : O número de alvéolos regularmente espaçados;

a_{eff} : Comprimento efetivo da abertura. Em caso de perfis celulares, $a_{eff} = 0,7D_0$;

3.1.2 ANBT NBR 8800:2008

A norma ANBT NBR 8800:2008 fornece recomendações de cálculo para estruturas mistas de aço e concreto em seu anexo O. Assim como a Eurocode 4, a norma brasileira se baseia no modelo de U invertido. Há previsões para lajes maciças moldadas no local, mista e com pré-laje de concreto pré-moldada e as vigas mistas podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. As vigas contínuas de alma cheia devem possuir a relação de h/t_w menor ou igual a $3,76(E/f_y)^{0,5}$ e a relação de b_f/t_f menor ou igual a $0,38(E/f_y)^{0,5}$, para que assim seja evitada a instabilidade local da alma e da mesa. Para o caso de vigas alveolares não há recomendação específica para se evitar FMA ou mesmo qualquer recomendação para vigas alveolares.

O momento fletor resistente de cálculo em região de momento negativo é dado pela Equação 3.10.

$$M_{Rd,FLD} = \chi_{dist} M_{Rd} \quad (3.10)$$

O parâmetro χ_{dist} é o fator de redução para consideração de FLD e é obtido através da consideração de barras submetidas à compressão axial, com a diferença que o índice de esbeltez λ_{dist} deve ser obtido através da Equação 3.11.

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (3.11)$$

Onde:

M_{Rk} : Momento resistente utilizando a resistência característica dos materiais.

Para solução do problema do cálculo de momento crítico elástico, a norma brasileira adota a metodologia proposta por Roik, Hanswille e Kina (1990), em que o momento crítico pode ser obtido através da Equação 3.12.

$$M_{cr} = \alpha_g \frac{C_{dist}}{L} \sqrt{\left(GJ + \frac{k_r L^2}{\pi^2}\right) EI_{af,y}} \quad (3.12)$$

Onde:

L : Comprimento entre os apoios transversais;

$I_{af,y}$: Momento de inércia da mesa inferior do perfil com relação ao eixo y;

C_{dist} : Coeficiente que depende da distribuição de momentos fletores no comprimento L;

α_g : Fator relacionado à geometria da seção transversal da viga mista;

k_r : Rigidez rotacional da viga mista, dado pela Equação 3.1.

Para seções duplamente simétricas, o índice de esbeltez λ_{dist} pode ser obtido alternativamente, de forma conservadora, através da Equação 3.13.

$$\lambda_{dist} = 5,0 \left(1 + \frac{t_w h_0}{4 b_f t_f} \right) \left[\left(\frac{f_y}{E C_{bdist}} \right)^2 \left(\frac{h_0}{t_w} \right)^3 \frac{t_f}{b_f} \right]^{0,25} \quad (3.13)$$

Onde:

C_{bdist} : Coeficiente que depende da distribuição de momentos fletores no comprimento L.

O momento resistente de cálculo M_{Rd} é o momento ao qual toda a seção transversal se encontra plastificada, sendo obtido pela Equação 3.14. A Figura 3.2 apresenta um esquema exemplificando os termos da Equação 3.14.

$$M_{Rd} = T_{ds} d_3 + A_{at} f_{yd} d_4 + A_{ac} f_{yd} d_5 \quad (3.14)$$

Onde:

A_{at} : Área tracionada da seção transversal;

A_{ac} : Área comprimida da seção transversal;

d_3 : Distância do centro geométrico da armadura longitudinal à linha neutra plástica (LNP);

d_4 : Distância do centro geométrico da área tracionada do perfil de aço até a LNP;

d_5 : Distância do centro geométrico da área comprimida do perfil de aço até a LNP;

T_{ds} : Força de tração de cálculo nas barras da armadura longitudinal.

A força de tração de cálculo nas barras da armadura longitudinal é dada pela Equação 3.15.

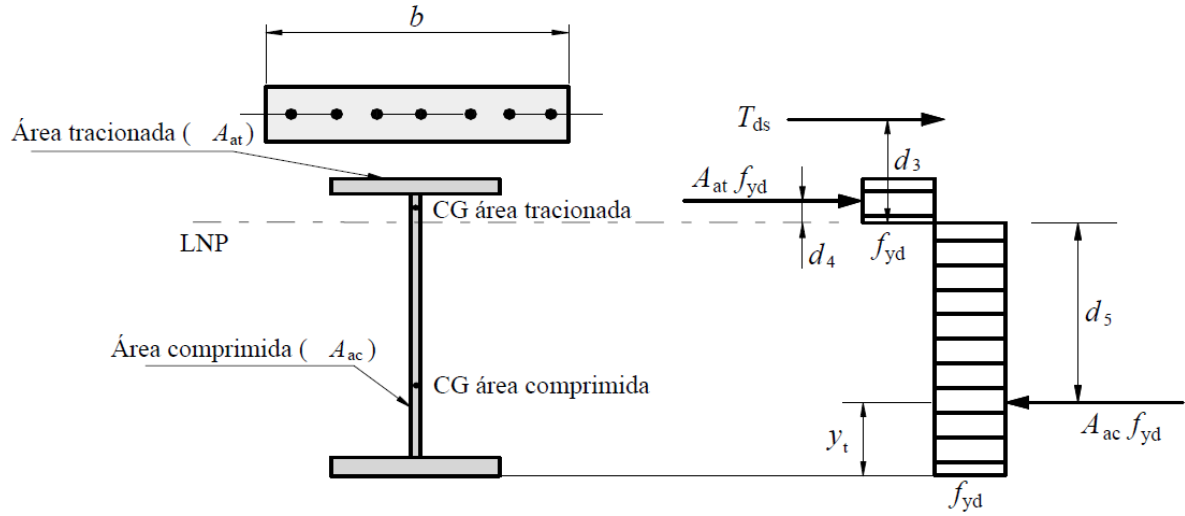
$$T_{ds} = A_{sl} f_{sd} \quad (3.15)$$

Onde:

A_{sl} : Área de armadura longitudinal dentro do comprimento efetivo da laje de concreto;

f_{sd} : Tensão de escoamento de cálculo do aço da armadura longitudinal.

Figura 3.2 – Distribuição de tensões para momento fletor negativo



Fonte: ABNT NBR 8800:2008

3.1.3 ANBT NBR 8800:2024

No ano de 2024 foi introduzida a nova norma brasileira ABNT NBR 8800:2024, que trouxe consigo alterações para o cálculo de vigas mistas sob momento negativo. A principal diferença está na possibilidade da obtenção do momento crítico por LBA e na alteração da equação para momento crítico elástico. O cálculo do momento crítico elástico segue a Eq. 3.16.

$$M_{cr} = C_{dist} \frac{\kappa_g}{h_0} \left\{ GJ + \frac{EI_{af,y} h_0^2}{L^2} \left[(n\pi)^2 + \left(\frac{\eta_b}{n\pi} \right) \right] \right\} \quad (3.16)$$

Onde:

κ_g : Fator relacionado à geometria da seção mista;

n : Número de semiondas do modo de flambagem;

η_b : Fator associado à rigidez rotacional do mecanismo U e a viga de aço.

O fator κ_g foi calibrado nos ensaios realizados por Dias *et al.* (2019), sendo então adotada pela norma brasileira. O fator κ_g pode ser obtido através da Eq. 3.17.

$$\kappa_g = \left(0,31 + 0,69 \times 0,05^{\frac{\bar{y}}{h_0}} \right) \frac{I_x}{I_{ax}} \quad (3.17)$$

Onde:

$\bar{y}$: distância entre o centroide da seção mista e o centroide do perfil de aço;

I_x : Momento de inércia da seção mista em momento negativo (perfil de aço mais armaduras)

em relação ao eixo de maior inércia;

I_{ax} : Momento de inércia do perfil de aço em relação ao eixo de maior inércia.

O número de semiondas (n) pode ser obtido através das Eqs. 3.18 e 3.19.

$$n = \begin{cases} n_1, se\ n_{id} \leq \sqrt{n_1 n_2} \\ n_2, se\ n_{id} > \sqrt{n_1 n_2} \end{cases} \quad (3.18)$$

$$n_{id} = \frac{\sqrt{\eta_b}}{\pi} \quad (3.19)$$

Onde:

n_1 : número inteiro imediatamente abaixo de n_{id} ;

n_2 : número inteiro imediatamente acima de n_{id} ;

O fator associado à rigidez rotacional do mecanismo U (η_b) pode ser obtido através da Eq. 3.20.

$$\eta_b = \sqrt{\frac{k_r L^4}{EI_{af,y} h_0^2}} \quad (3.20)$$

O momento resistente de cálculo ($M_{Rd,FLD}$) pode ser obtido utilizando as equações 3.10 e 3.11, da mesma forma que a ABNT NBR 8800:2008.

3.1.4 AS 4100:2020

Diferentemente da norma europeia e brasileira, o procedimento descrito na norma australiana AS 4100:2020 não utiliza o modelo de U invertido, mas sim a teoria convencional da instabilidade lateral com torção para vigas parcialmente restritas. A capacidade resistente de vigas mistas a efeito de FLD pode ser obtido através das Eqs. 3.21, 3.22, 3.23 e 3.24.

$$M_{Rd,FLD} = \alpha_m \alpha_s f_y Z_x \leq f_y Z_x \quad (3.21)$$

$$\alpha_m = \frac{1,7 M_{m\acute{a}x}}{\sqrt{[(M_2)^2 + (M_3)^2 + (M_4)^2]}} \leq 2,5 \quad (3.22)$$

$$\alpha_s = 0,6 \left[\sqrt{\left[\left(\frac{f_y Z_x}{M_{cr}} \right)^2 + 3 \right]} - \left(\frac{f_y Z_x}{M_{cr}} \right) \right] \quad (3.23)$$

$$M_{cr} = \sqrt{\left(\frac{\pi^2 E I_y}{l_e^2} \right) \left[GJ + \left(\frac{\pi^2 E C_w}{l_e^2} \right) \right]} \quad (3.24)$$

Onde:

α_m : Fator de modificação de momento;

α_s : Fator de redução em função da esbeltez

$M_{máx}$: Momento fletor máximo no comprimento L;

M_2, M_3 e M_4 : Momentos fletores em um quarto de vão, meio do vão e à três quartos do vão, respectivamente;

C_w : Constante de empenamento da seção;

l_e : Comprimento efetivo da seção.

O comprimento efetivo l_e pode ser obtido através da Equação 3.25.

$$l_e = k_t k_l k_r L \quad (3.25)$$

Onde:

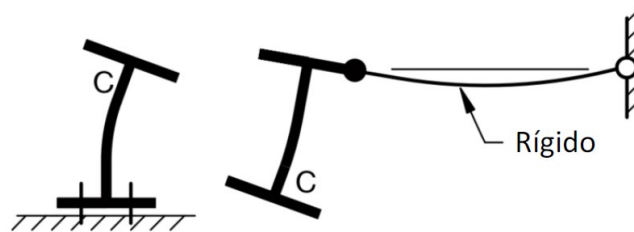
k_t : Fator de restrição à torção;

k_l : Fator de posicionamento de carga;

k_r : Fator de restrição de rotação lateral.

A determinação dos coeficientes k_t , k_l e k_r dependem do tipo de restrição da viga de aço. Para o caso de vigas mistas, considera-se que a seção da viga se encontra parcialmente restrita ao deslocamento lateral e à torção, conforme ilustra a Figura 3.3.

Figura 3.3 – Seção parcialmente restrita



Fonte: Adaptado de AS4100:2020

Os fatores k_l e k_r para segmentos parcialmente restritos podem ser adotados como sendo 1,0 e 0,7, respectivamente. O coeficiente k_t pode ser obtido através da Equação 3.26.

$$k_t = 1 + 2 \left(\frac{h_w}{L} \right) \left(\frac{t_f}{2t_w} \right)^3 \quad (3.26)$$

3.1.5 Müller *et al.* (2006)

Müller *et al.* (2006) trazem uma proposta de cálculo para FLT considerando aberturas circulares nas vigas baseada na formulação da norma europeia, porém realizando uma adequação no coeficiente de rigidez à flexão da alma (k_2) a partir da inserção de um coeficiente k_{hole} , que depende das aberturas circulares. Os coeficientes k_2 e k_{hole} são obtidos através das Equações 3.27 e 3.28, respectivamente.

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_0} k_{hole} \quad (3.27)$$

$$k_{hole} = 1 - \frac{3D_0}{4p} \quad (3.28)$$

3.1.6 Silva *et al.* (2019)

Silva *et al.* (2019) realizaram um estudo de adequação para o método de cálculo propostos pela norma brasileira e pela norma europeia, baseando-se em simulações numéricas de vigas alveolares com aberturas do tipo Anglo-Saxônica, Litzka e Peiner. O modelo numérico foi desenvolvido a partir do engaste do centroide da mesa superior, com aplicação de esforço lateral na mesa inferior livre. A partir dos resultados do modelo numérico, os autores realizaram relações entre a rigidez à flexão da alma (k_2) obtidas pelos procedimentos normativos e pelo modelo numérico, onde obtiveram relações de 0,53, 0,54 e 0,55 para as aberturas Anglo-Saxônica, Litzka e Peiner, respectivamente. Sendo assim, os pesquisadores propuseram um coeficiente β para a correção da rigidez à flexão da alma, como apresentada na Equação 3.29.

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) d_g} \beta \quad (3.29)$$

3.1.7 Rossi (2021)

Rossi (2021) desenvolveu equações através do treinamento de redes neurais artificiais (RNA) e através do método de regressão múltipla (RM) para o cálculo de vigas celulares de alma cheia sob efeito de FLD em momento negativo. Estes métodos oferecem equacionamentos com elevada precisão, porém são válidos apenas no intervalo de dados em que foram desenvolvidos.

O autor considerou a variação de diversas sessões transversais, diversos comprimentos de vão entre apoios, adição de enrijecedores no meio do vão, distribuição de esforços internos, distância do centroide das armaduras, o grau do aço utilizado (com $f_y = 290; 350$ e 450 MPa) e a resistência do concreto. Vale ressaltar que os estudos foram realizados para perfis de alma cheia e não englobam todos os parâmetros utilizados neste estudo. Suas equações serão avaliadas como uma tentativa de extrapolação para verificação da viabilidade ou não de uso delas.

A partir do treinamento das redes neurais foi desenvolvida a equação para o cálculo do momento último, sendo calculado através das Eq. 3.30.

$$\frac{M_{u,FLD}}{M_{pl}} = \frac{-4,4666}{1 + e^{-\beta_1}} + \frac{0,7073}{1 + e^{-\beta_2}} + \frac{8,8029}{1 + e^{-\beta_3}} - 3,4896 \leq 1 \quad (3.30)$$

Onde:

β_1, β_2 e β_3 : Coeficientes arbitrários dados por Rossi (2021).

O cálculo do momento último utilizando o método de regressão múltipla segue a Eq. 3.31.

$$\begin{aligned} \frac{M_{u,FLD}}{M_{pl}} = & 0,3016C_b - 0,2490\rho - 0,0003\frac{L}{r_y} - 0,1594\frac{a}{L} + 0,012\frac{b_f}{2t_f} \\ & - 0,0075\frac{h_w}{t_w} + 0,0004\frac{E}{f_y} + 0,7668\frac{s}{d} + 0,7115 \end{aligned} \quad (3.31)$$

Onde:

ρ : A relação da força resultante da armadura e a força resultante do perfil de aço;

a : Distância entre enrijecedores entre apoios;

s : Distância do centroide das armaduras até a base da laje de concreto.

4 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

Os materiais utilizados na fabricação do concreto foram cimento Portland CPII-Z-32, filler calcáreo, sílica ativa, areia fina de massa específica igual à $2,60 \text{ g/cm}^3$, agregado graúdo definido com tamanho máximo de partícula de 9,5 mm, conhecido como pedrisco ou brita 0, de massa específica igual à $2,94 \text{ g/cm}^3$, aditivo superplastificante e água potável. O agregado reciclado utilizado tem origem na trituração de peças de louça sanitárias que foram disponibilizados pela empresa Dexco, localizada no município de Jundiaí, São Paulo.

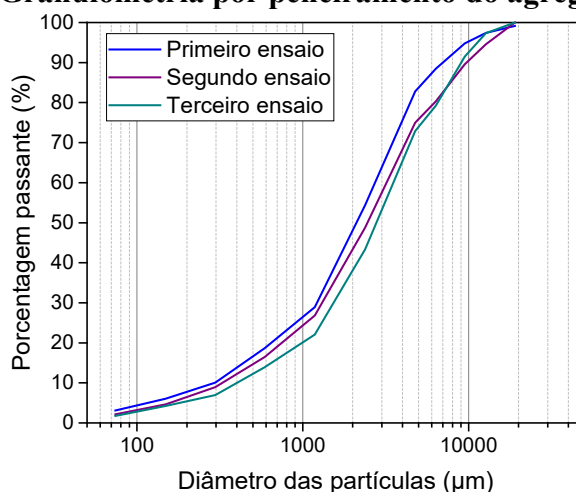
As granulometrias dos materiais finos foram obtidas por meio da técnica de difração a laser, enquanto a curva do agregado graúdo foi obtida através de ensaio de granulometria, de acordo com a norma ABNT NBR 17054:2022. Inicialmente foram realizados três ensaios de granulometria com o agregado reciclado da forma em que foi recebido (Figura 4.1), onde foi observada variabilidade nos diâmetros de partículas, como mostra a Figura 4.2. Devido a este fato, a utilização do agregado no concreto se deu através do seu peneiramento com a peneira nº 12 (1,68 mm), fornecendo assim partículas que podem ser caracterizadas como agregado miúdo, que logo passaram pelo processo de granulometria por difração a laser. Além disso, para evitar desperdício das partículas maiores, estas foram moídas utilizando moedor de barras para que os diâmetros das partículas se enquadrassem como agregado miúdo.

Figura 4.1 – Agregado reciclado recebido

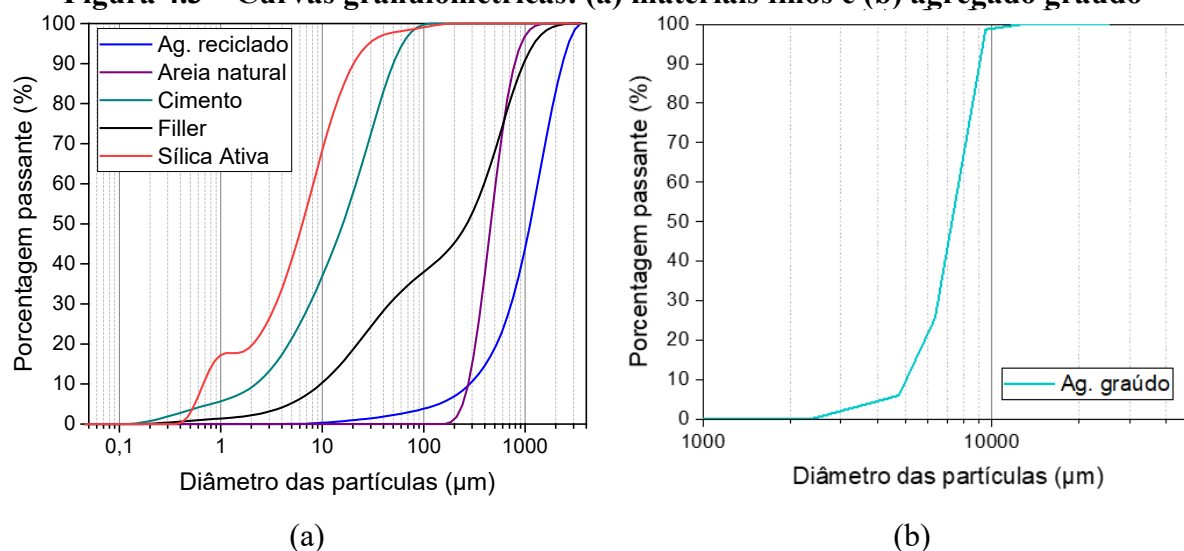


Fonte: Autor (2025)

As curvas granulométricas obtidas são apresentadas na Figura 4.3. É notório que o agregado reciclado após peneirado se constitui de partículas finas com granulometria próxima ao da areia fina, sendo assim foi possível realizar substituição da areia pelo agregado reciclado.

Figura 4.2 – Granulometria por peneiramento do agregado reciclado

Fonte: Autor (2025)

Figura 4.3 – Curvas granulométricas: (a) materiais finos e (b) agregado graúdo

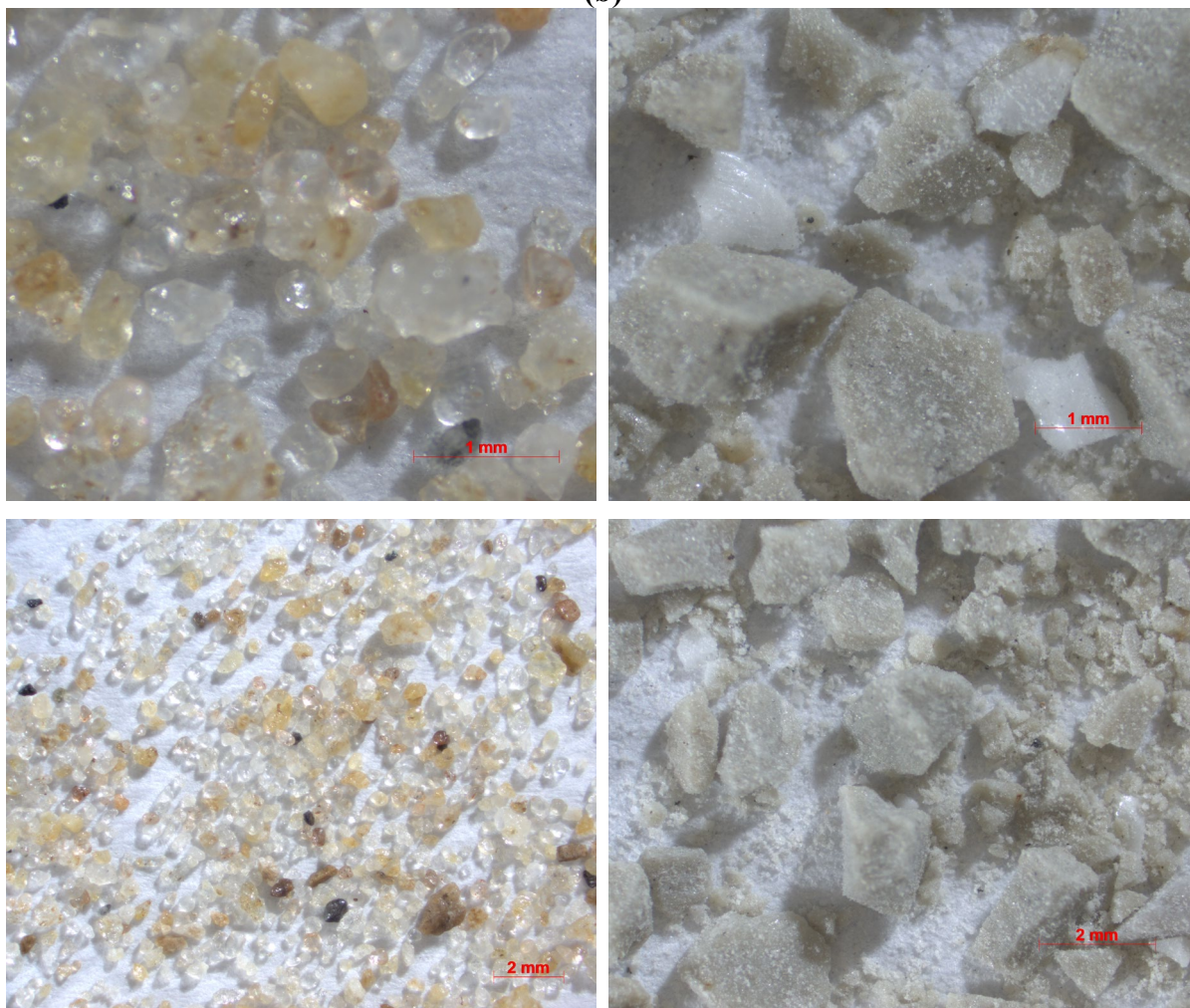
Fonte: Autor (2025)

Para observar o formato da partícula, foram realizados ensaios de microscopia óptica na areia natural e no agregado reciclado já peneirado, onde foram obtidas imagens microscópicas do agregado, realizados no Instituto Senai de Inovação de Maringá. A Figura 4.4 expõe uma comparação entre a areia natural e o agregado reciclado. Foi observado que enquanto a areia natural possui forma arredondada, o agregado reciclado possui formatos pontiagudos e irregulares, o que garantem a estes uma maior área de contato com a pasta de argamassa, possibilitando maior aderência entre as partículas e a pasta (MEDINA; ROJAS; FRÍAS, 2012b).

A fim de determinar a composição química do agregado, foram realizados ensaios de fluorescência de raios X, também realizados no Instituto Senai de Inovação de Maringá. A Tabela 4.1 apresenta o resultado médio das amostras ensaiadas. É notório que o principal

componente é dióxido de silício (SiO_2), seguido de óxido de alumínio (Al_2O_3), composição que favorece a resistência à altas temperaturas (HALICKA; OGRODNIK; ZEGARDLO, 2013). Mineralogicamente falando, os resíduos de louça sanitária possuem quartzo, feldspato, zircão e hematita (MEDINA *et al.*, 2013).

Figura 4.4 – Microscopia óptica da areia natural (a) e do agregado reciclado peneirado (b)



(a) Areia natural

(b) Areia reciclada

Fonte: Autor (2025)

A proporção de materiais no traço foi desenvolvida a partir dos estudos de Benedetty *et al.* (2023), onde os autores desenvolveram traços de concreto de alto desempenho reforçados com fibras de resistência superiores à 90 MPa. Porém devido a diferenças granulométricas e de materiais empregados, ajustes tiveram de ser realizados para que a mistura atingisse a trabalhabilidade necessária para o CAA e se classificasse como concreto de alta resistência, além disso a quantidade de sílica foi diminuída para menor consumo.

Tabela 4.1 – Composição química do agregado reciclado

Composto químico	Porcentagem (%)
SiO ₂	66,56
Al ₂ O ₃	24,74
K ₂ O	3,22
Fe ₂ O ₃	1,87
CaO	1,40
TiO ₂	0,69
P ₂ O ₅	0,23
ZrO ₂	0,58
Outros	0,71

Fonte: Autor (2025)

Foram realizados diversos testes para observação do comportamento do concreto no estado fresco e no estado endurecido para verificação do melhor traço, tendo como condição que a resistência média fosse superior à 50 MPa e com boa trabalhabilidade para ser considerado CAA de alto desempenho. A Tabela 4.2 apresenta os testes realizados e a composição do traço de cada teste.

Tabela 4.2 – Proporção de materiais nos testes realizados

ID	Cimento CPII-Z 32 (kg/m ³)	Sílica (kg/m ³)	Filler (kg/m ³)	Areia Natural (kg/m ³)	Reciclado (kg/m ³)	Brita 0 (kg/m ³)	Brita 1 (kg/m ³)	a/c	Superplas- tificante	Fibras
1	448.24			783			785	0.405	1.10%	
2	448.24			783			785	0.405	0.38%	
3	448.24			783			785	0.357	1.20%	
4	448.24			783			785	0.35	1.286%	
5	448.24			783		393	393	0.35	0.935%	
6	418.24	30		783		393	393	0.414	1.435%	0.5%
7	418.24	30		783		785		0.4	1.50%	
8	418.24	30		392	392	785		0.4	1.80%	
9	418.24	30		392	392	785		0.4	1.80%	0.50%
10	418.24	30	90	392	392	785		0.44	1.90%	0.50%
11	418.24	30	150	392	392	785		0.44	1.60%	0.50%
12	418.24	30	150	392	392	785		0.44	1.40%	
13	418.24	40	150	783		785		0.44	1.90%	
14	418.24	30	150	783		785		0.44	1.20%	
15	418.24	30	150	783		785		0.44	1.40%	
16	418.24	30	150	783		785		0.44	1.60%	0.50%

Fonte: Autor (2025)

A Tabela 4.3 apresenta os resultados obtidos nos testes dos traços de concreto. Foi observado que a substituição da areia pelo agregado natural não impactou significativamente

na trabalhabilidade. De fato, houve inclusive melhora no controle da umidade no concreto, fazendo com que fosse reduzido o processo de exsudação e segregação de partículas devido a sua maior capacidade de absorção de água.

Com relação à resistência média a compressão, foi possível comparar apenas os resultados obtidos para 7 dias do concreto com agregado natural com o concreto com agregados reciclados devido a problemas técnicos durante os ensaios. Foi observado que as resistências em 7 dias para os traços de id 11 e 12 (com substituição de agregado) foi semelhante à resistência observada para os traços de id 15 e 16 (sem substituição de agregado), o que sugere a possibilidade da substituição do agregado natural sem prejudicar as propriedades mecânicas do material. Observando os resultados no estado fresco destes mesmos testes, foi observado um comportamento semelhante no concreto com e sem substituição de agregado.

Tabela 4.3 – Resultados dos testes realizados no concreto

ID	Slump Flow (cm)	t500 (s)	f_{cm} 7 dias	f_{cm} 28 dias	Observações
1			25,74	29,94	Mistura rápida, segregação da brita, CPs ficaram porosos
2			31,19	40,65	Superplastificante foi dosado conforme necessidade, dia quente, mistura rápida
3			34,99	43,36	Superplastificante e água foram dosados conforme necessidade, tempo de mistura grande e dia quente
4	73	5	33,37	41,61	Necessitou de adição de superplastificante, primeiro foi usado 0.3 de água
5	≈ 65	7	37,54	49,24	Precisou de menos superplastificante que anterior
6	-	-	51,56	67,66	Não atingiu a trabalhabilidade necessária
7	59	7	43,77		Tempo de mistura de 35 minutos
8	66	10	44,58		-
9	-	29	45,41		O traço não atingiu trabalhabilidade
10	-	7	35,28		A betoneira parou de funcionar no final quando foi-se adicionar filler e o traço não atingiu trabalhabilidade
11	68	4 - 5	41,45	57,33	Traço com boa trabalhabilidade
12	76	3 - 4	49,21	72,25	Traço com trabalhabilidade excelente
13	-	-			Não atingiu a trabalhabilidade
14	55	-			Atingiu a trabalhabilidade no Slump Flow mas perdeu a trabalhabilidade rapidamente no momento da concretagem dos moldes
15	68	5	44,10	55,83	Cura sem hidratação
16	67	4 - 5	48,80	55,2	Cura sem hidratação

Fonte: Autor (2025)

Tendo em vista os testes realizados, o traço eleito para confecção do concreto que seria posteriormente utilizado como parâmetro para confecção do modelo numérico utilizado no estudo paramétrico foi o traço de id 12. A Tabela 4.2 mostra a quantidade de materiais utilizadas no concreto estudado.

Tabela 4.4 – Proporção de materiais do concreto	
Material	Quantidade (kg/m³)
Cimento	418,24
Sílica ativa	30,0
Filler calcáreo	150,0
Agregado graúdo	785,0
Areia natural	391,5
Areia reciclada	391,5
Fibras de aço	39,3
Água potável	184,03
Superplastificante	6,69*

*Corresponde a 1,6% do peso do cimento

Fonte: Autor (2025)

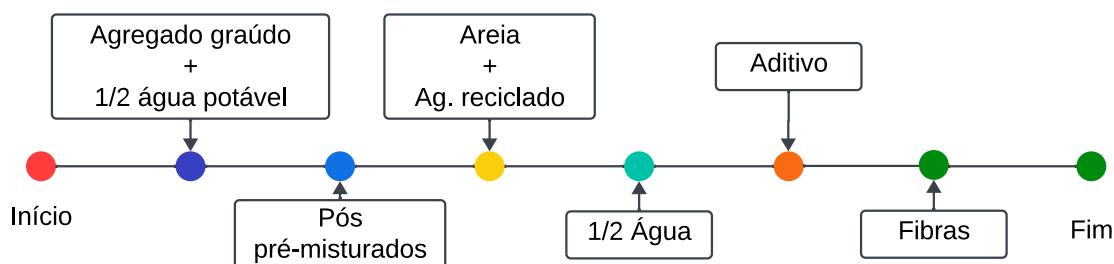
O tipo de fibra de aço utilizada foram as fibras DRAMIX 3D 65/35BG (Figura 4.5), possuindo 35 mm de comprimento, 0,55 mm de diâmetro e fator de forma de 65, sendo fibras com ancoragem tipo gancho. A resistência nominal à tração é de 1345 MPa e o módulo de elasticidade, de acordo com o fabricante, é 200 GPa.

A mistura do concreto foi realizada na seguinte ordem: primeiramente foi adicionado agregado graúdo e metade do conteúdo de água, depois foram adicionados os pós anteriormente pré-misturados (cimento, sílica e filler), posteriormente foram adicionados areia natural e agregado reciclado, depois foi adicionado o restante da água e o aditivo superplastificante. Quando a mistura começou a apresentar característica autoadensável, as fibras foram adicionadas e a mistura continuou até um total de aproximadamente 10 minutos de mistura. A Figura 4.6 ilustra a ordem de mistura utilizada.

Figura 4.5 – Fibras utilizadas no concreto



Fonte: Autor (2025)

Figura 4.6 – Ordem de mistura do concreto

Fonte: Autor (2025)

O desmolde dos corpos de prova se deu no dia seguinte à concretagem, com alocação destes em câmara úmida, onde foram colocados em recipiente submersos em água para garantir a eficiência da cura.

4.1.1 Comportamento no estado fresco

Para verificação do desempenho no estado fresco do concreto foi realizado ensaio de *slump flow* utilizando o cone Abrams (Figura 4.7) seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 15823-2:2017. A determinação do tempo t_{500} foi feita através de gravação de vídeo do procedimento de ensaio. De acordo com a ABNT NBR 15823-1:2017, o espalhamento para que o concreto seja autoadensável fica compreendido entre 550 mm e 850 mm, sendo dividido em três classes intermediárias em função da aplicação do concreto.

Figura 4.7 – Cone Abrams

Fonte: Autor (2025)

A Figura 4.8 mostra o estado do concreto após a realização teste de espalhamento. De acordo com a ABNT NBR 15823-2:2017, o concreto apresentou índice de estabilidade visual altamente estável (IEV 0), sem evidência de segregação ou exsudação. O espalhamento total foi de 730 mm, sendo enquadrado na classe SF 2, que é adequada para maioria das aplicações.

O tempo de espalhamento de 500 mm (t_{500}) foi de 5 segundos, caracterizando um concreto de classe VS 2, sendo adequado para maioria das aplicações, como vigas e lajes.

Figura 4.8 – Espalhamento do concreto



Fonte: Autor (2025)

4.1.2 Comportamento mecânico

A determinação do comportamento mecânico foi feita essencialmente por três ensaios: ensaio de compressão axial de cilindro, ensaio de compressão diametral e ensaio de arrancamento de fibras em placas.

A partir dos ensaios de compressão cilíndrica foram obtidas a resistência à compressão média (f_{cm}) e o módulo de elasticidade (E_{cm}) por ensaio estático em máquina universal, utilizando para cada um deles seis corpos de prova possuindo 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Os ensaios foram executados seguindo as recomendações das normas ABNT NBR 5739:2018 e ABNT NBR 8522-1:2021. Para garantir melhor contato e distribuição de tensões, os corpos de prova foram previamente retificados.

A resistência à tração indireta ($f_{tm,sp}$) foi medida através de ensaio de compressão diametral, onde foram executados ensaios em seis corpos de prova seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 7222:2011.

A Tabela 4.3 apresenta os resultados médios e seus respectivos desvios padrão. Vale ressaltar que a resistência média à tração da matriz de concreto, segundo a ABNT NBR 7222:2011, equivale a 90% da resistência obtida no ensaio de tração direta ($f_{tm} = 0,9f_{tm,sp}$).

Tabela 4.5 – Resultados médios dos ensaios de propriedades mecânicas

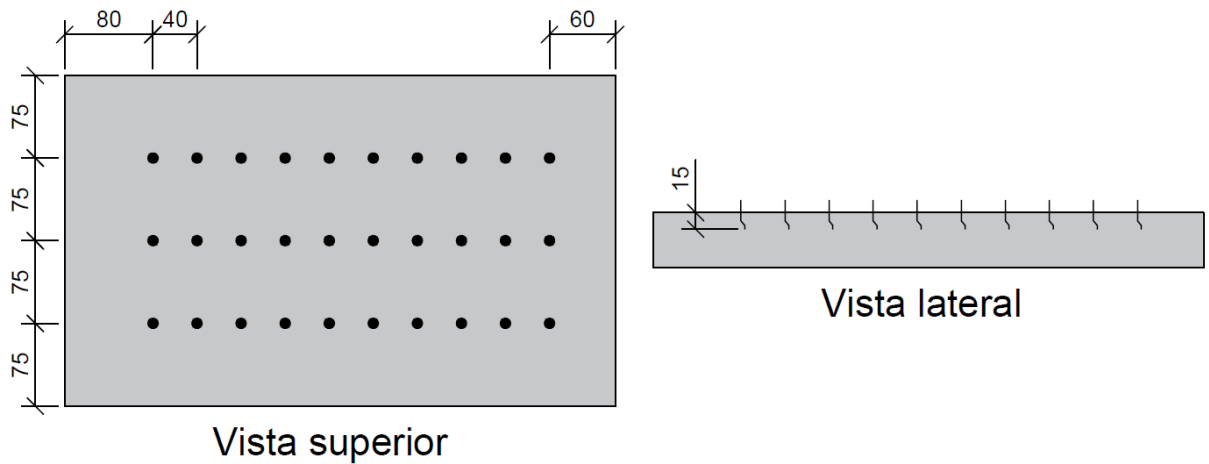
	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	$f_{tm,sp}$ (MPa)
Média	73,30	35,98	7,83
Desvio padrão	3,89	1,00	1,20

Fonte: Autor (2025)

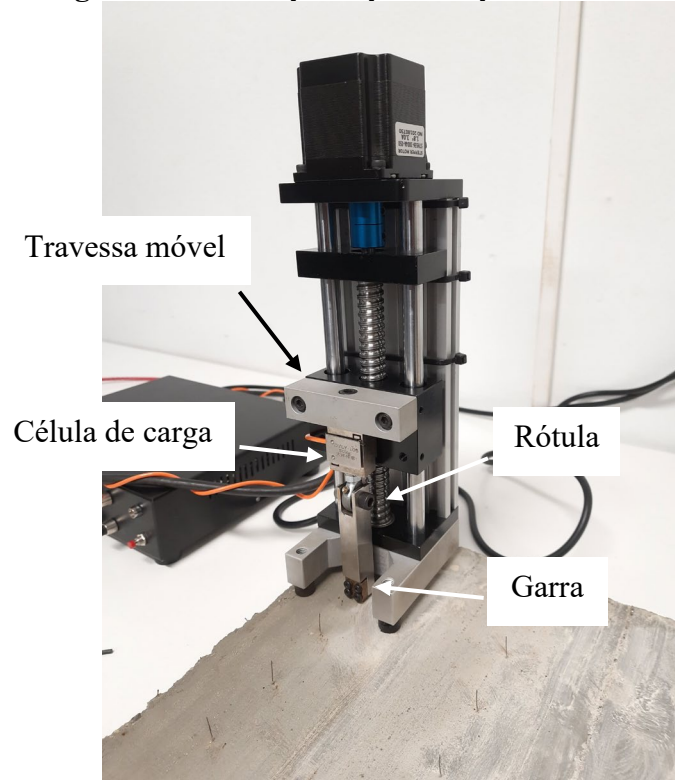
A resistência ao arrancamento foi medida através do arrancamento de fibras em duas placas de dimensões 500 mm x 300 mm x 50 mm, onde em cada placa foram alocadas três filas de fibras embutidas, contendo 10 fibras em cada fila, tendo sido realizado um total de 44 arrancamentos onde as fibras foram completamente arrancadas e 2 em que a fibras romperam durante o arrancamento, demais fibras apresentaram problemas durante o ensaio e foram descartadas. O comprimento embutido das fibras foi fixado em 15 mm, de acordo com os ensaios de Benedetty *et al.* (2023). O ângulo de inclinação das fibras foi fixado em 0° (paralelas à direção do arrancamento). A Figura 4.9 mostra um esquema da placa a ser ensaiada e a distribuição das fibras.

Os arrancamentos das fibras se iniciaram com o concreto na idade 28 dias utilizando a máquina portátil desenvolvida por Krahel *et al.* (2020) (Figura 4.10). A máquina de arrancamento possui uma célula de carga com capacidade de 500 N e a velocidade de arrancamento foi de 0,005 mm/s.

Figura 4.9 – Características da placa de ensaio de arrancamento (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2025)

Figura 4.10 – Máquina portátil para arrancamento

Fonte: Autor (2025)

Os ensaios de arrancamento fornecem curvas de carga por deslizamento, onde através deste pode ser obtido a tensão máxima de arrancamento ($\tau_{m\acute{a}x}$), calculada através da Equação 4.1, como também a energia de arrancamento (W_p), que corresponde à área sob a curva carga por deslizamento, obtida através da Equação 4.2.

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\pi d_f L_e} \quad (4.1)$$

$$W_p = \int_0^{L_e} P(s) ds \quad (4.2)$$

Onde:

$P_{m\acute{a}x}$: Carga máxima de arrancamento;

d_f : Diâmetro da fibra;

L_e : Comprimento embutido da fibra;

$P(s)$: Função que descreve a curva de carga por deslizamento.

A resistência de aderência equivalente (τ_{eq}) pode ser obtido através da equivalência entre a curva carga por deslocamento obtida no ensaio e um diagrama triangular de mesma área, ou seja, que conserva a energia de arrancamento. Neste caso, a energia de arrancamento (W_p) e

a carga de arrancamento (P_{eq}) podem ser calculadas através das Equações 4.3 e 4.4, respectivamente.

$$W_p = \frac{P_{eq}L_e}{2} \quad (4.3)$$

$$P_{eq} = \tau_{eq}\pi d_f L_e \quad (4.4)$$

Manipulando as Equações 4.3 e 4.4, a resistência de aderência equivalente pode ser calculada mediante a Equação 4.5.

$$\tau_{eq} = \frac{2W_p}{\pi d_f L_e} \quad (4.5)$$

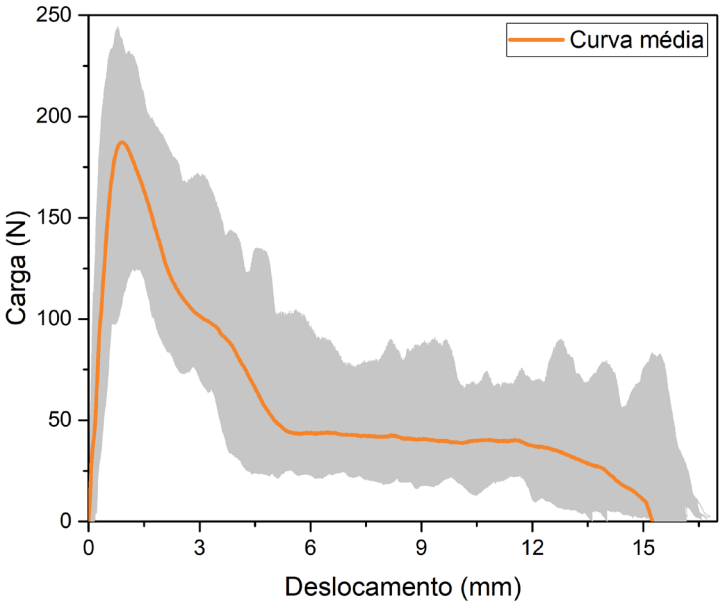
A Tabela 4.4 apresenta a carga de pico, as resistências máxima e equivalente e a energia dissipada, todos os valores em função da curva de arrancamento média, sendo que estes valores foram utilizados para definição do comportamento do concreto à tração, através de um modelo constitutivo de Li e Leung (1992). A Figura 4.11 mostra a faixa de resultados das curvas de carga por deslizamento e a curva média respectiva.

Tabela 4.6 – Resultados médios dos arrancamentos de fibras

$P_{máx}$ (N)	$\tau_{máx}$ (N.mm ²)	W_p (N.mm)	τ_{eq} (N.mm ²)
187,30	7,23	935,87	4,81

Fonte: Autor (2025)

Figura 4.11 – Faixas de Curvas de carga por deslizamento das fibras



Fonte: Autor (2025)

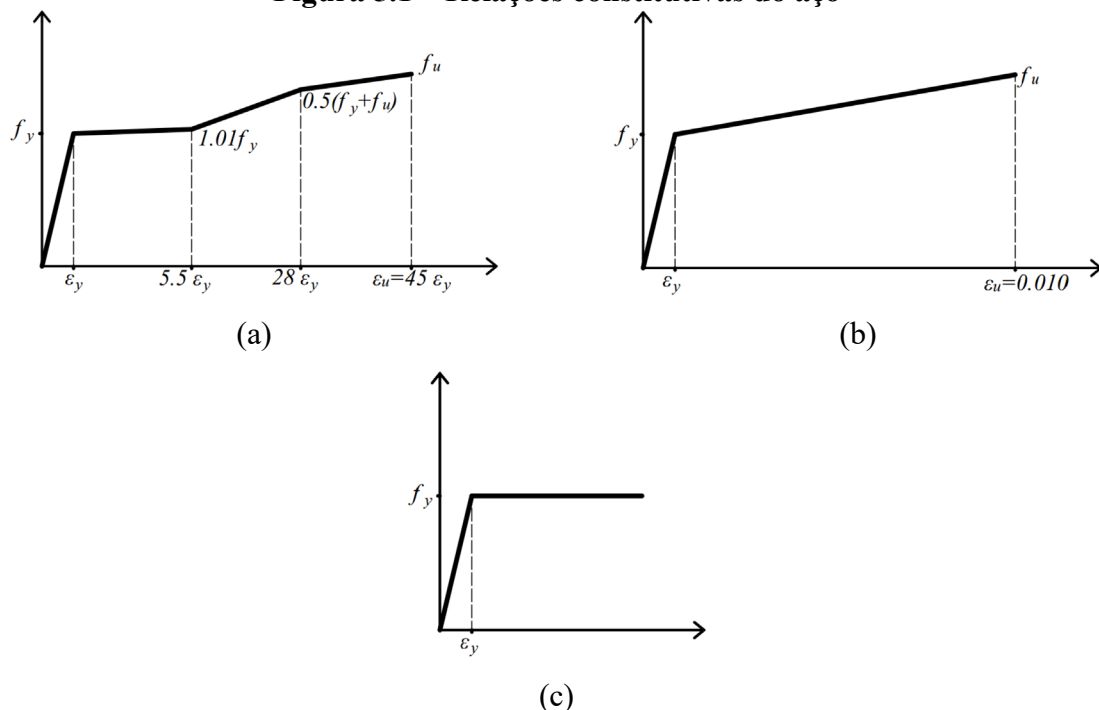
5 MODELAGEM NUMÉRICA

O desenvolvimento da modelagem numérica foi realizado usando o *software* de ABAQUS. As análises são realizadas em duas etapas, inicialmente é realizada uma análise de flambagem elástica através do método de perturbação linear *buckle*, onde por meio deste são obtidos autovalores e autovetores. A carga crítica da estrutura é representada pelo primeiro autovalor positivo. Este método não leva em conta as imperfeições da estrutura. O passo seguinte é a realização das análises não lineares, onde de fato são consideradas as imperfeições físicas e geométricas da estrutura e por meio deste é possível se obter a carga resistente última e as deformações reais da estrutura. O método de resolução de problemas não lineares utilizado foi o *Static Riks*, também conhecido como *Riks* modificado (ABAQUS 6.14 *ANALYSIS USER'S GUIDE*, 2014)

5.1 MODELOS CONSTITUTIVOS

O modelo constitutivo adotado para o aço do perfil foi o modelo quadrilinear de Earls (1999) (Figura 5.1a). As armaduras foram representadas pelo modelo de encruamento linear (Figura 5.1b) e os conectores foram representados pelo modelo elastoplástico perfeito (Figura 5.1c).

Figura 5.1 – Relações constitutivas do aço



Fonte: Rossi *et al.* (2020b)

O concreto foi representado utilizando o modelo *Concrete damage plasticity* (CDP), que leva em consideração a fissuração à tração e o esmagamento do concreto como mecanismos de falha, podendo ser adotado danos irreversíveis para representação de perda de rigidez da estrutura. Para representação da plasticidade, o modelo leva em consideração os parâmetros de ângulo de dilatação (ψ), excentricidade (ξ), razão entre resistência uniaxial e biaxial (σ_{b0}/σ_{c0}), razão entre os meridianos de compressão e tração (k_c) e o parâmetro de viscosidade (μ). A Tabela 5.1 apresenta os valores utilizados para os parâmetros do CDP para concreto sem e com fibras de aço.

Tabela 5.1 – Parâmetros utilizados no CDP

Parâmetro	Concreto sem fibras	Concreto com fibras
ψ	36°	44°
ξ	0,1	0,1
σ_{b0}/σ_{c0}	1,16	1,16
k_c	2/3	2/3
μ	0,001	0,001

Fonte: Autor (2025)

A relação de tensão-deformação utilizada para representar o concreto à compressão foi o modelo proposto por Carreira e Chu (1985), conforme as Equações 5.1 e 5.2.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon_c)}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_c)^\beta} \quad (5.1)$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_{cm}}{\varepsilon_c E_c}} \quad (5.2)$$

Onde:

ε_c : Deformação a compressão;

E_c : Módulo de elasticidade do concreto.

A deformação a compressão será obtida de acordo com as relações obtidas pela Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004), conforme as Equações 5.3 e 5.4. O módulo de elasticidade foi obtido experimentalmente.

$$\varepsilon_c = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \text{ (‰)} \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ (‰)} \quad (5.4)$$

Para a relação constitutiva de tração foi utilizado o modelo proposto por Li e Leung

(1992), que é representado pelas Equações 5.5 e 5.6. A tensão final do concreto tracionado em função da abertura de fissura (w) é dado como sendo a soma da contribuição de resistência à tração da fibra (σ_f) com a resistência residual à tração da matriz de concreto (σ_m)

$$\sigma_f(w) = \begin{cases} \sigma_{f0} \left(2 \sqrt{\frac{w}{w_0}} - \frac{w}{w_0} \right) & \text{para } w \leq w_0 \\ \sigma_{f0} \left(1 - \frac{4w}{L_f} \right)^2 & \text{para } w > w_0 \end{cases} \quad (5.5)$$

$$\sigma_m(w) = f_{tm} \exp \left(-2 \frac{f_{tm} w}{G_f} \right) \quad (5.6)$$

Onde:

σ_{f0} : Tensão máxima que a fibra é solicitada;

w_0 : Largura de abertura de pico;

L_f : Comprimento da fibra;

G_f : Energia de fratura da matriz de concreto.

A energia de fratura pode ser determinada utilizando a proposta do fib-Model Code (2010), através da Equação 5.7.

$$G_f(w) = 73 f_{cm}^{0,18} \quad (5.7)$$

A tensão máxima que a fibra é solicitada (σ_{f0}) e a largura de abertura de pico (w_0) podem ser obtidas através das Equações 5.8 e 5.9, respectivamente.

$$\sigma_{f0} = \eta \frac{L_f}{d_f} V_f \tau_{eq} \quad (5.8)$$

$$w_0 = \frac{\tau_{eq} L_f^2}{E_f d_f} \quad (5.9)$$

Onde:

η : Coeficiente de orientação das fibras;

V_f : Volume de fibras;

E_f : Módulo de elasticidade das fibras;

d_f : Diâmetro das fibras;

τ_{eq} : Tensão de aderência equivalente.

A tensão de aderência equivalente (τ_{eq}) foi obtida através dos ensaios de arrancamento,

constantes no item 4.1.2.

O modelo considera uma variável de dano, disponível no CDP, onde o dano à compressão e à tração podem ser calculados através das Equações 5.10 e 5.11, respectivamente.

$$d_c = 1 - (\sigma/f_c) \quad (5.10)$$

$$d_t = 1 - (\sigma/f_t) \quad (5.11)$$

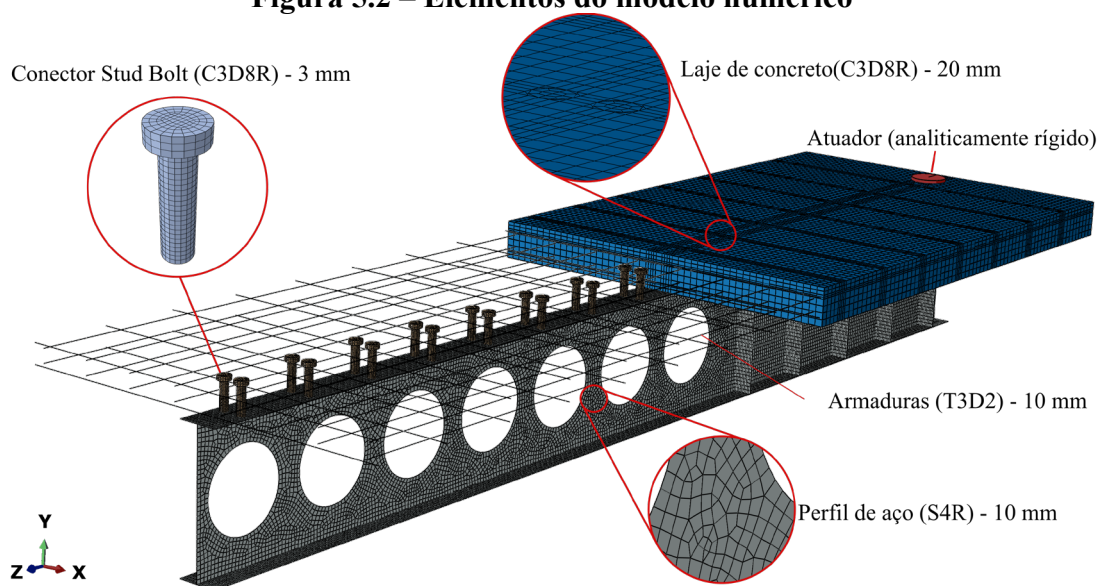
5.2 DISCRETIZAÇÃO DE MALHA

Os perfis de aço foram desenvolvidos em elementos de casca, sendo assim os elementos utilizados na discretização da malha foram S3 e S4R, que são elementos de três e quatro nós com integração reduzida, respectivamente, possuindo um total de seis graus de liberdade por nó: três rotações e três translações, utilizando malha livre. Os conectores pino com cabeça, a laje e o atuador foram modelados utilizando elemento sólido, com elementos C3D8R, sendo estes elementos hexaédricos de oito nós, seis graus de liberdade e integração reduzida, com malha do tipo estruturada em todos os elementos. A integração reduzida foi adotada pois reduzem o tempo de processamento computacional. As armaduras longitudinais e transversais foram discretizados com elementos de treliça T3D2, elementos lineares de dois nós, com três graus de liberdade por nó. A Tabela 5.2 apresenta os tipos de elemento finito utilizados e suas respectivas dimensões. As dimensões dos elementos utilizados foram adotados a partir de um estudo de sensibilidade realizado por Rossi *et al.* (2020b). Os tipos de elemento finito utilizados e a discretização da malha para cada elemento da estrutura podem ser observados na Figura 5.2.

Tabela 5.2 – Tipo e dimensão dos elementos finitos

Elemento	Tipo de elemento finito	Dimensão do elemento finito
Armaduras	T3D2	10 mm
Conector pino com cabeça	C3D8R	2 mm
Perfil I	S3 e S4R	10 mm
Laje de concreto	C3D8R	20 mm
Atuador	C3D8R	20 mm

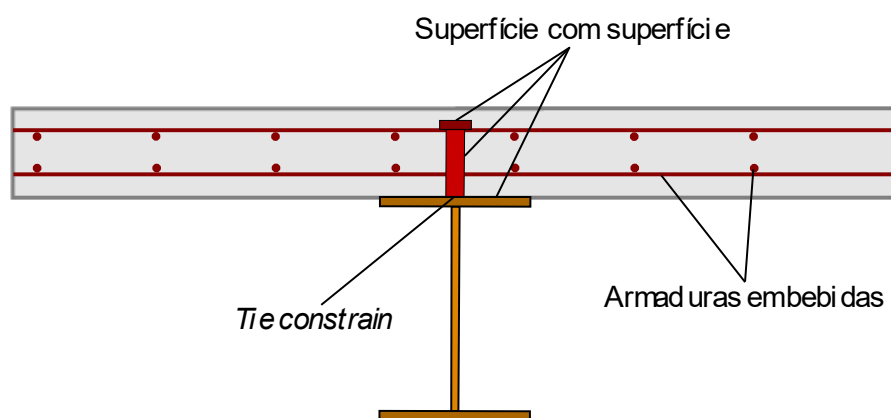
Fonte: Adaptado de Rossi et al. (2020b)

Figura 5.2 – Elementos do modelo numérico

Fonte: Autor (2025)

5.3 INTERAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS

Para contato entre os elementos estruturais que constituem o modelo numérico, foram utilizadas as opções de interação (*interaction*) e restrição (*constraint*) presentes no ABAQUS. A Figura 5.3 apresenta uma representação esquemática das interações utilizadas.

Figura 5.3 – Interações entre os elementos estruturais

Fonte: Autor (2025)

As interações entre os pinos com cabeça e o perfil foram definidas como “*Tie constrain*”, que simula a solda entre eles, de modo que o deslocamento relativo entre eles fica impedido. As interações entre todos os demais elementos foram definidas como interação entre superfícies (*surface to surface*). Os comportamentos mecânicos de contato foram definidos como comportamento normal, utilizando contato rígido (*Hard contact*) e comportamento

tangencial, utilizando penalidade (*Penalty*). O coeficiente de atrito utilizado no comportamento tangencial foi de 0,4, de acordo com Rossi et al. (2020b).

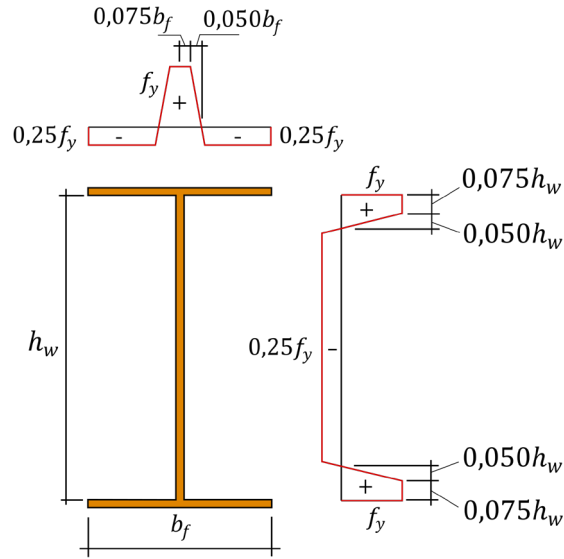
As interações de armadura foram definidas a partir da técnica de elementos embebidos, onde neste caso existe uma ligação perfeita entre os elementos embebidos e seus hospedeiros, neste caso sendo as armaduras os elementos embebidos e a laje o elemento hospedeiro.

5.4 IMPERFEIÇÕES INICIAIS

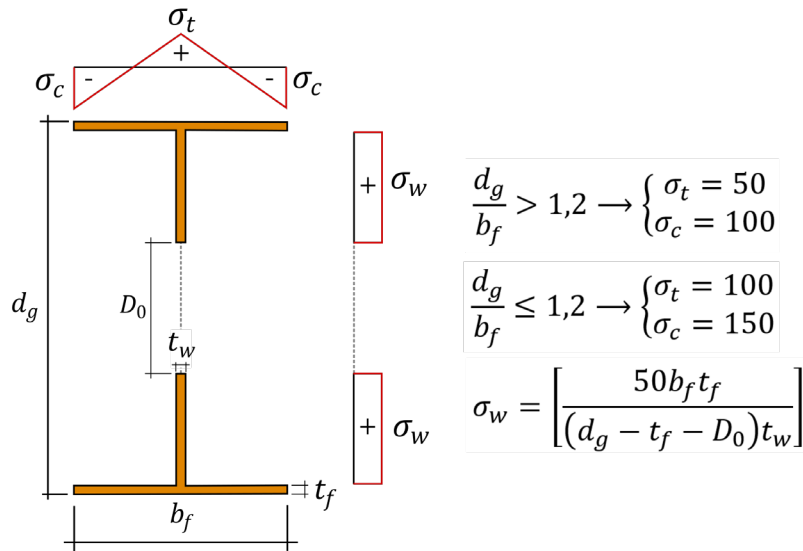
Imperfeições físicas e geométricas foram adotadas nos modelos para que as análises não lineares possam representar de maneira mais fiel a realidade da estrutura. A imperfeição geométrica foi implementada através do comando “*IMPERFECTION*” através da adição deste comando na linha de código fonte do modelo do ABAQUS de modo que o software utilize a deformada obtida nas análises *buckle* para determinar a intensidade de imperfeição geométrica de cada nó. As imperfeições geométricas utilizadas foram de $L/1000$ para os casos de ocorrência de instabilidades globais e $a/200$ para a ocorrência de instabilidades locais, sendo a o comprimento da chapa comprimida que sofre a instabilidade.

As tensões residuais foram consideradas como condições iniciais e foram introduzidas através da opção de campos pré-definidos (*Predefined field*), inclusas em partições realizadas nas mesas e alma que constituem os perfis. As tensões são aplicadas como constantes, sendo assim várias partições longitudinais devem ser realizadas para aproximação de tensões residuais que não sejam constantes na largura da seção transversal.

Com relação aos modelos de tensões residuais, na literatura apresenta-se um único modelo, o de Sonck, Impe e Belis (2014), que foi constituído para perfis celulares e castelados, com fabricação por laminação, sendo este o modelo utilizado no desenvolvimento das análises paramétricas. Nas validações do modelo numérico foi utilizado também o modelo de tensões residuais presente na ECCS (1984), que descreve as imperfeições físicas de perfis soldados. A Figura 5.5 apresenta uma representação dos diagramas de tensões residuais utilizados.

Figura 5.4 – Modelos de tensões residuais

(a) ECCS (1984)



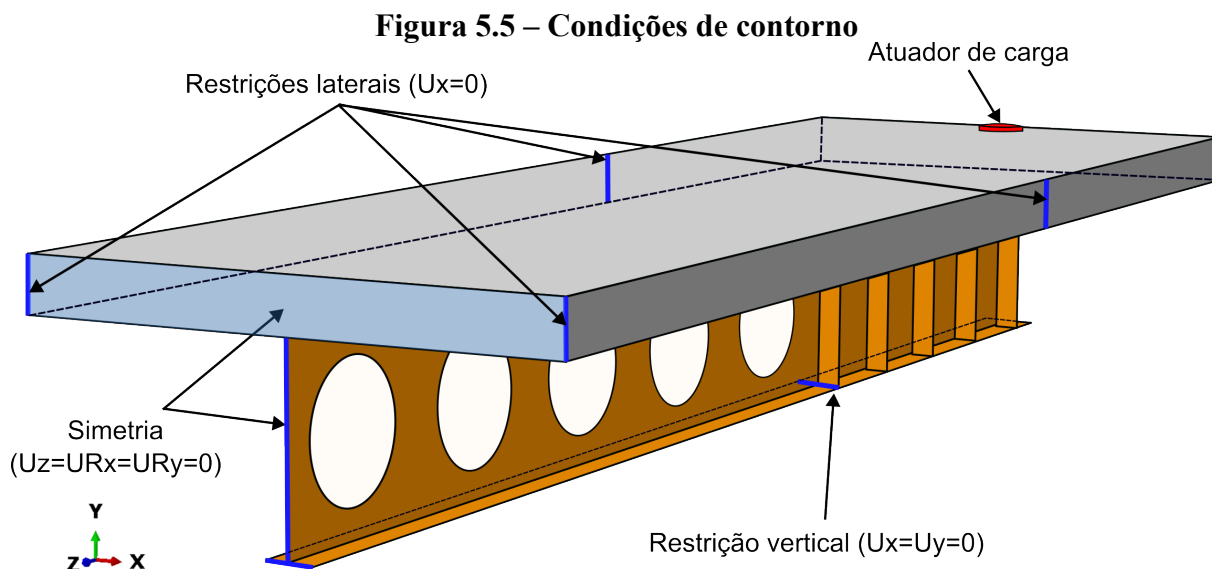
(b) Sonck, Impe e Belis (2014)

Fonte: Autor (2025)

5.5 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As vinculações e cargas se deram pela imposição ou restrição de deslocamentos. A configuração adotada foi definida de forma que o vão da viga seja submetido a um momento fletor constante, assim como nos estudos realizados por Rossi *et al.* (2020b) e Oliveira *et al.* (2022). Dessa forma, foi simulado a condição de vinculações de vigas com apoios de primeiro e segundo gênero, além de ter sido realizado contenções laterais. Para economia de poder

computacional foi utilizado condição de simetria e por isso foi necessário representar apenas um apoio e uma placa de aplicação de carga. A aplicação de carga se dará pela atuação de um deslocamento linear aplicado em uma placa. A Figura 5.6 apresenta as configurações de condições de contorno utilizadas.



Fonte: Autor (2025)

5.6 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

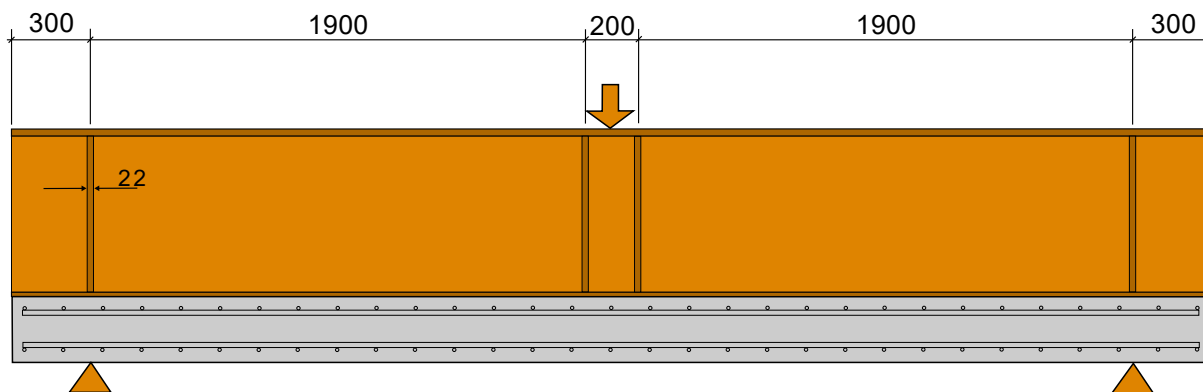
Para verificação da acurácia do modelo numérico, foram realizadas validações em torno dos resultados experimentais de Lin, Yoda e Taniguchi (2014), Qi *et al.* (2020) e Gizejowski e Khalil (2010). O objetivo dos experimentos de Lin, Yoda e Taniguchi (2014) foi investigar a capacidade resistente de vigas mistas com perfil de alma cheia e concreto convencional reforçado com fibras em situação de momento negativo. Qi *et al.* (2020) segue o mesmo objetivo, porém com este avalia lajes de concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras (UHPFRC) reforçada com fibras e com utilização de nichos de cisalhamento de UHPFRC. Já os experimentos de Gizejowski e Khalil (2010) tiveram como objetivo avaliar a capacidade resistente de vigas com aberturas em momento negativo.

5.6.1 Modelo de Lin, Yoda e Taniguchi (2014)

O modelo experimental de Lin, Yoda e Taniguchi (2014) é de uma viga simplesmente apoiada, com aplicação de carga no meio do vão de modo que a laje seja tracionada e o perfil comprimido, simulando uma região de momento fletor negativo. O modelo experimental possui um vão de quatro metros, sendo que o perfil de aço possui diferentes larguras de mesa superior

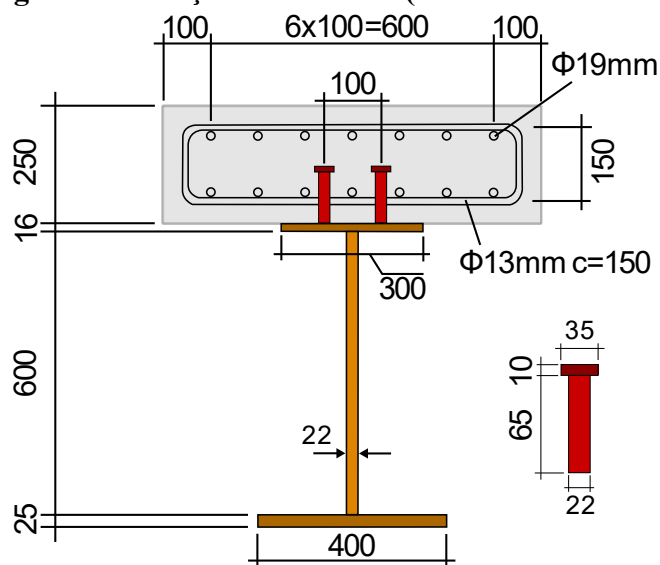
e inferior. A Figura 5.7 mostra as condições de contorno do modelo e a Figura 5.8 apresenta as propriedades geométricas da seção transversal. Os conectores foram espaçados a cada 150 mm. Um único modelo do estudo foi validado pois este era o único modelo com concreto reforçado com fibras e conectores do tipo pino com cabeça.

Figura 5.6 – Condições de contorno (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2025)

Figura 5.7 – Seção transversal (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2025)

Com relação aos materiais utilizados, a Tabela 5.3 apresenta as características principais dos materiais. Os autores não disponibilizaram o módulo de elasticidade do concreto, por isto este foi calculado utilizando a norma EN 1992-1-1:2004, conforme a Equação 5.12. O concreto utilizado possui reforço com 1% de fibras, que possuem comprimento e diâmetro de 30 mm e 0,6 mm, respectivamente. Para utilização do modelo constitutivo de Li e Leung (1992), o coeficiente de orientação das fibras (η) utilizado foi de 0,4, obtido através de testes de sensibilidade do modelo numérico.

$$E = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

(5.12)

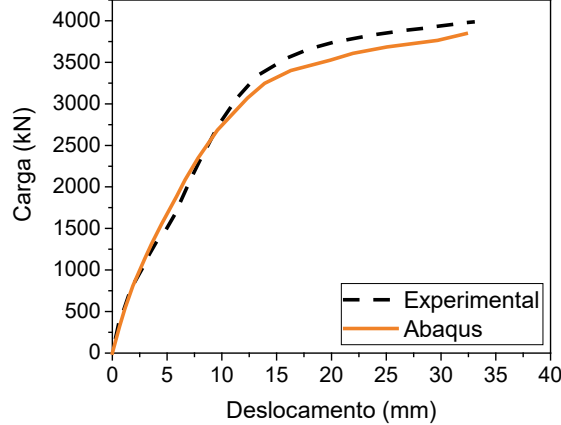
Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas dos materiais

Elemento	E (MPa)	v	f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Concreto	32888,3	0,2	38,2	5,8	-	-
Mesa superior	206000	0,3	-	-	394,8	532,4
Mesa inferior	206000	0,3	-	-	349,5	521,5
Alma	207000	0,3	-	-	372,4	527,0
Pino com cabeça	200000	0,3	-	-	400,0	-
Armaduras	202000	0,3	-	-	386,6	558,2

Fonte: Autor (2025)

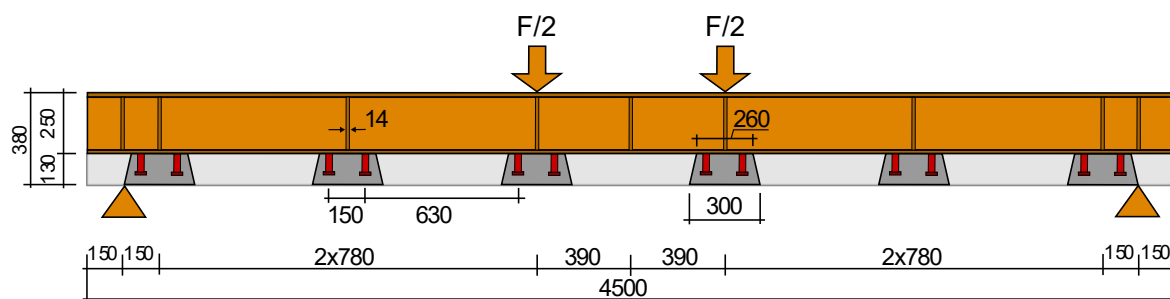
O modelo de tensões residuais utilizado foi a proposta da ECCS (1984) para perfis soldados, com imperfeições geométricas iniciais de $b_f/200$ devido a ocorrência de modos de instabilidades locais na mesa inferior na análise elástica. A Figura 5.9 mostra a comparação entre a curva de carga aplicada por deslocamento. Vale ressaltar que o deslocamento foi medido no meio do vão, na laje de concreto. A carga última experimental foi de 3989 kN, enquanto a carga última obtida no modelo numérico foi de 3846,05, resultando em um erro relativo de aproximadamente 3,6%, indicando uma boa precisão do modelo numérico. A Figura 5.10 apresenta a configuração deformada obtida por análise não linear física e geométrica do modelo aferido. No artigo de referência não há fotografias do ensaio experimental para comparação da deformada com o modelo numérico.

Figura 5.8 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

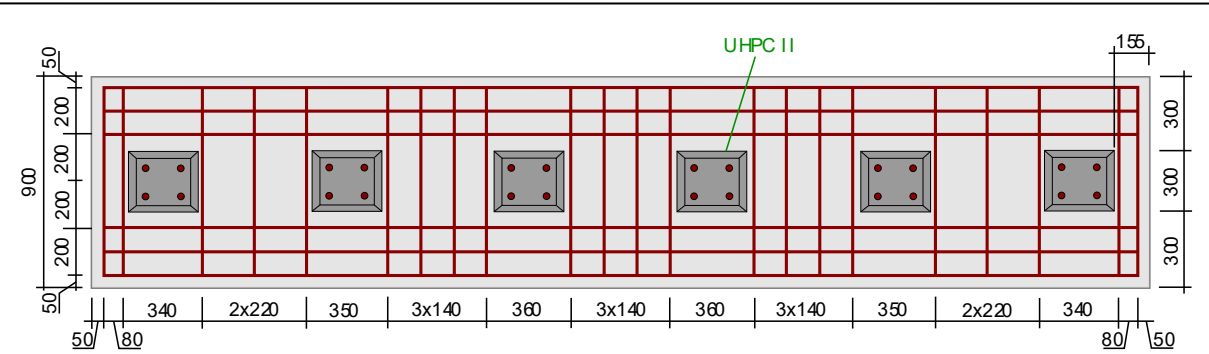


Fonte: Autor (2025)

A 3D visualization of the stress distribution in the beam under the second load. The beam is shown in a perspective view, with the stress distribution color-coded from blue (low stress) to red (high stress). The highest stress is concentrated in the central region of the beam, directly beneath the second load, and is also visible in the vertical supports. The stress distribution is more uniform in the regions between the loads and towards the ends of the beam.



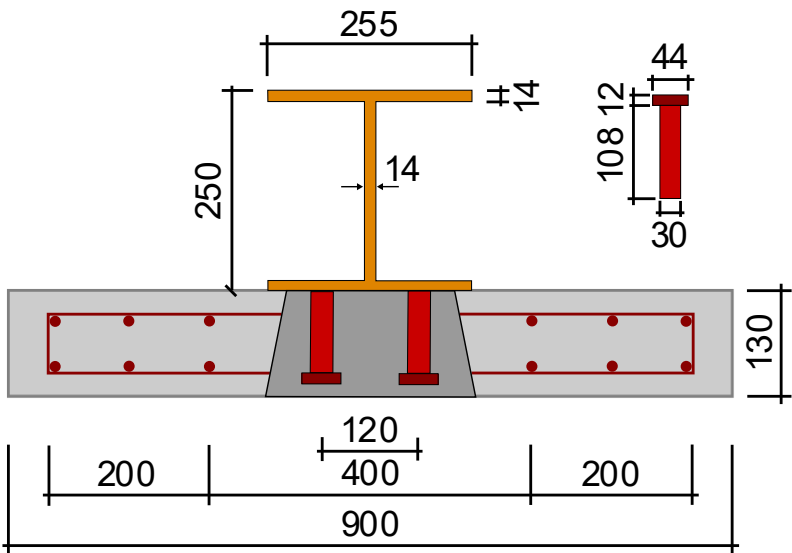
(a) Vista lateral



(b) Vista superior

Fonte: Autor (2025)

Figura 5.11 – Seção transversal (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2025)

Tabela 5.4 – Propriedades mecânicas dos materiais

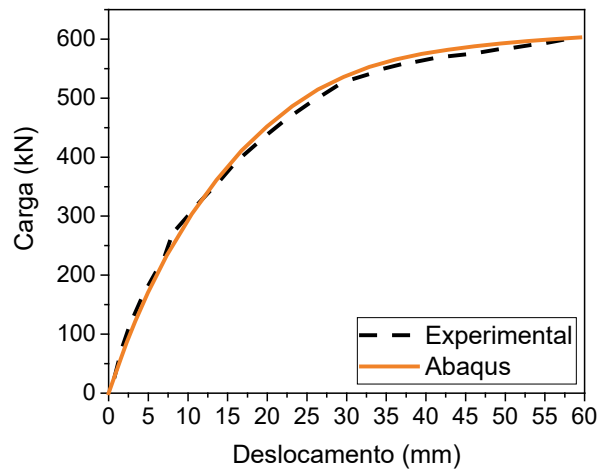
Elemento	E (MPa)	v	f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
UHPC I	48000	0,2	124	6,7	-	-
UHPC II	48000	0,2	125	7,5	-	-
Perfil de aço	200000	0,3	-	-	360	505
Pino com cabeça	200000	0,3	-	-	390,4	-
Armaduras	200000	0,3	-	-	567,1	673,1

Fonte: Autor (2025)

O modelo de tensões residuais utilizado foi o modelo de perfis soldados da ECCS (1984), com imperfeições geométricas iguais à $b_f/200$ devido ao modo de falha local na mesa inferior na análise elástica. A Figura 5.13 mostra o comparativo entre os as curvas de carga por deslocamento do modelo numérico e o ensaio experimental, com medição de deslocamentos no

meio do vão.

Figura 5.12 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais



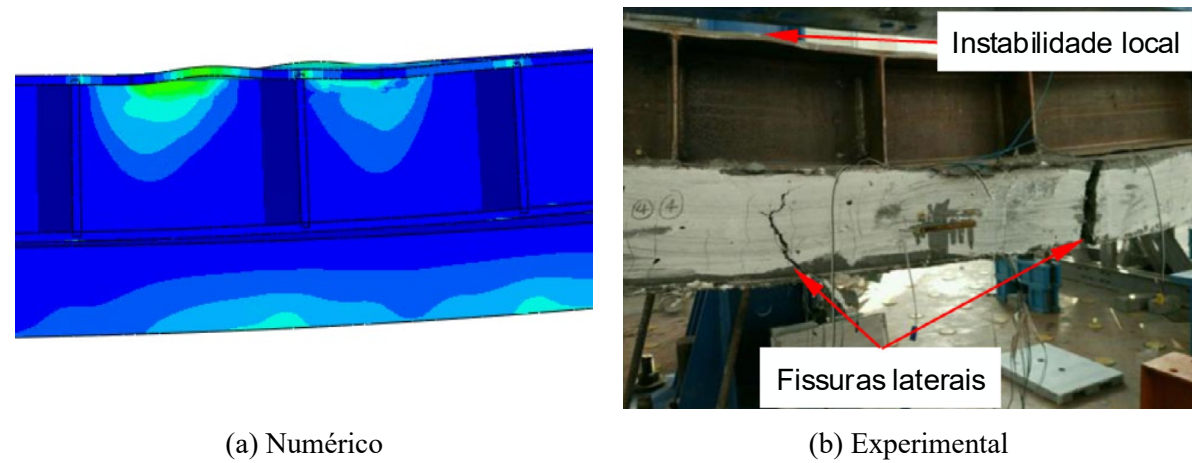
Fonte: Autor (2025)

A Tabela 5.5 apresenta os resultados experimentais ($F_{u,exp}$) e numéricos ($F_{u,MEF}$) para a carga última e seus respectivos erros relativos (Δ). É notável que o modelo numérico é capaz de representar de maneira satisfatória o modelo experimental. A Figura 5.14 apresenta a deformada para um dos modelos numéricos desenvolvidos através da análise não linear física e geométrica em comparação com o modelo experimental.

Tabela 5.5 - Resultados da validação numérica		
$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,MEF}$ (kN)	Δ (%)
600	603,0	0,5

Fonte: Autor (2025)

Figura 5.13 – Deformada do modelo numérico e experimental



(a) Numérico

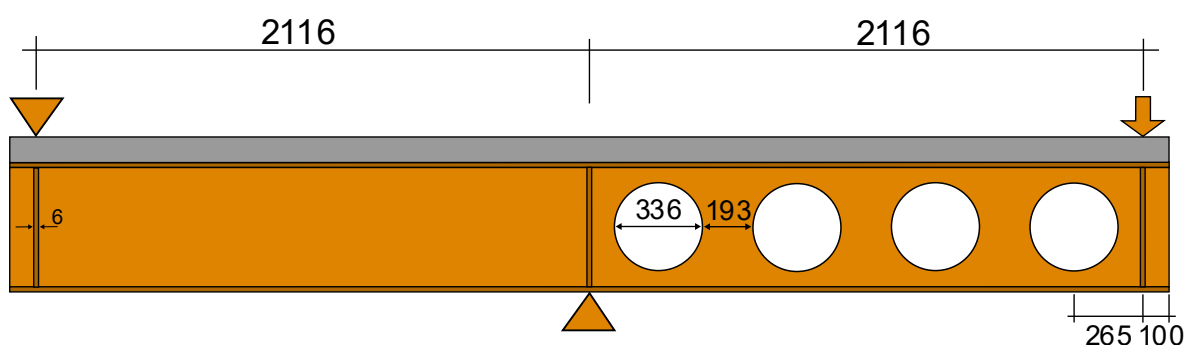
(b) Experimental

Fonte: Autor (2025)

5.6.3 Gizejowski e Khalil (2010)

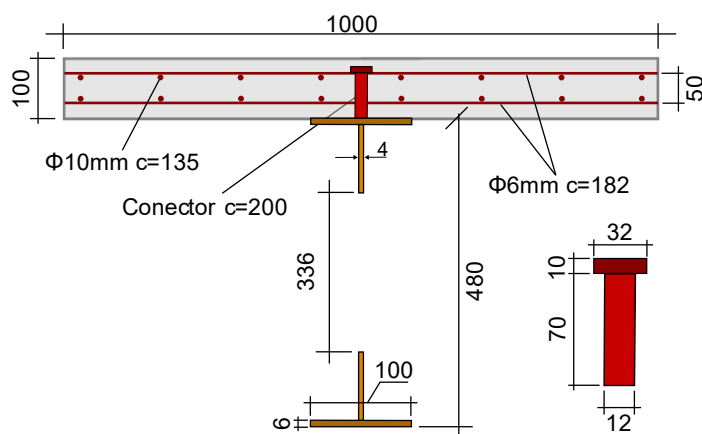
O modelo de Gizejowski e Khalil (2010) consiste em vigas mistas com aberturas, onde estas possuem uma região de alma cheia, com deslocamento vertical restringido na borda, e outra parte possuindo aberturas e borda livre. A carga é aplicada na borda livre de forma que ocorra momento negativo e seja possível de ser avaliado FLD apenas na metade com aberturas. A Figura 5.15 e a Figura 5.16 apresentam representações da vista lateral e da seção transversal do modelo experimental, respectivamente.

Figura 5.14 – Vista lateral (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2025)

Figura 5.15 – Seção transversal (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2025)

O concreto utilizado é um concreto convencional, sendo assim a relação constitutiva à tração utilizada foi o modelo de Carreira e Chu (1985), conforme apresenta a Equação 5.13. No caso desta validação, foram avaliados dois modelos, o primeiro em que o aço do perfil utilizado é da classe S355 e outro de classe S420. As propriedades mecânicas dos elementos são apresentadas na Tabela 5.6.

$$\frac{\sigma_t}{f_{tm}} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon_t)}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_t)^\beta}$$

(5.13)

Os autores não realizaram a fabricação convencional de perfis celulares a partir do corte e solda de perfis. Em vez disto, foram realizados cortes circulares na alma de perfis soldados, sendo assim o modelo de tensões residuais utilizado foi o ECCS (1984). As imperfeições geométricas foram adotadas da ordem de L/1000, visto que o modo de falha nas análises elásticas é instabilidade global por FLD.

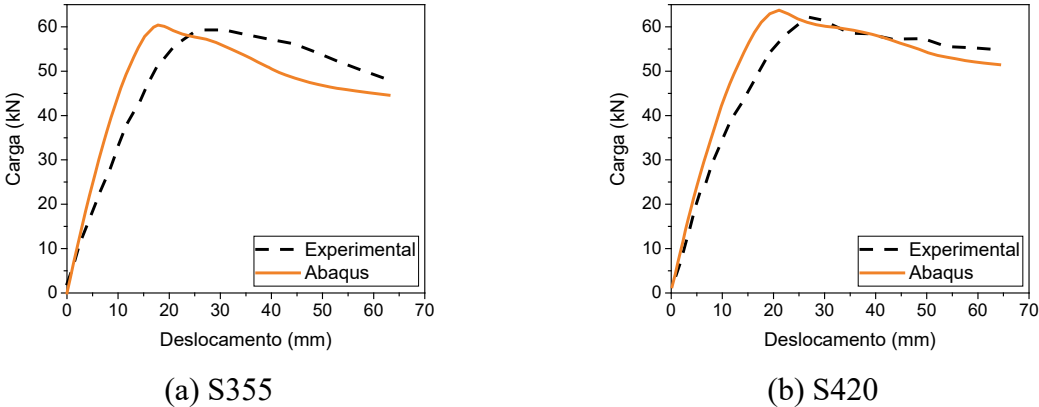
Tabela 5.6 - Propriedades mecânicas dos materiais

Elemento	E (MPa)	v	$f_{cm-cúbico}$ (MPa)	f_{tm} (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Laje de concreto	29962	0,2	30	2,15	-	-
Perfil S355	200000	0,3	-	-	355	490
Perfil S420	200000	0,3	-	-	420	520
Armaduras	200000	0,3	-	-	459,6	608
Pino com cabeça	200000	0,3	-	-	611,35	-

Fonte: Autor (2025)

A comparação entre a resposta do modelo experimental e o modelo numérico para os modelos utilizando aço S355 e S420 são apresentados na Figura 5.17 e a Tabela 5.7 apresenta a comparação entre as cargas últimas do modelo experimental e do numérico das duas configurações e seus respectivos erros relativos. Foi observado que o modelo numérico para este caso se demonstrou mais rígido, o que possivelmente ocorre pela não representação do modelo numérico da acomodação dos apoios, vistos que estes também podem sofrer deformações durante o ensaio experimental. O modelo se demonstrou satisfatoriamente representativo e sendo assim foi possível prosseguir para as análises paramétricas.

Figura 5.16 - Comparação entre os resultados numéricos e experimentais



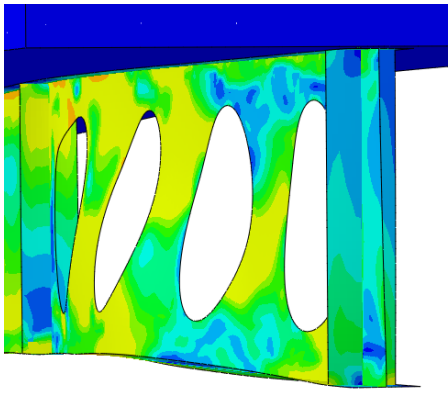
Fonte: Autor (2025)

Tabela 5.7 - Resultados da validação numérica			
Modelo	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,MEF}$ (kN)	Δ (%)
S355	59,56	60,41	1,4
S420	62,26	63,74	2,4

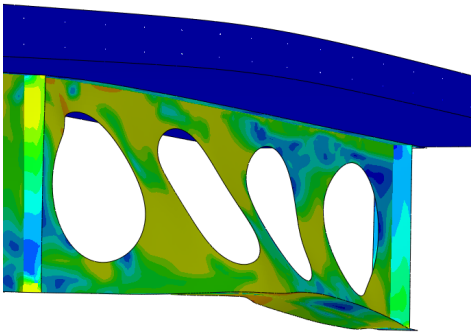
Fonte: Autor (2025)

A Figura 5.18 apresenta uma comparação entre a deformada do modelo experimental e a deformada do modelo numérico para os dois modelos avaliados. As deformadas do modelo numérico apresentaram características semelhantes ao modelo experimental, o que corrobora com a acurácia do modelo numérico.

Figura 5.17 – Deformada experimental e numérica



(a) S355



(b) S420

Fonte: Autor (2025)

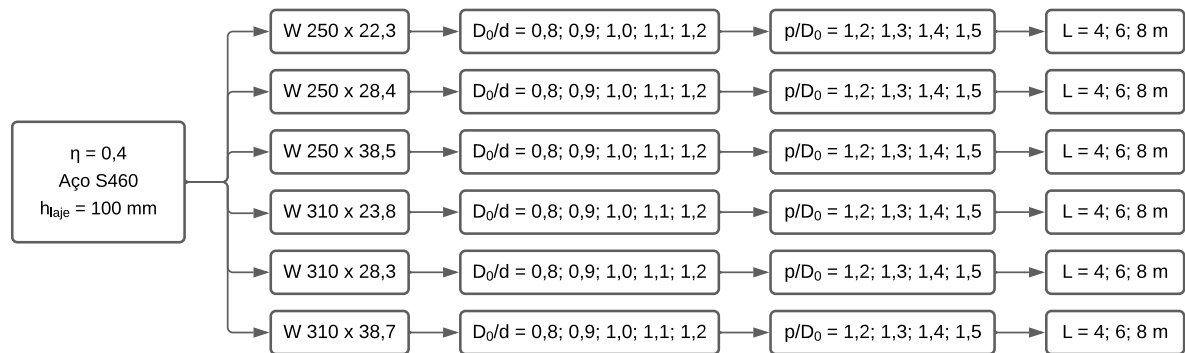
5.7 ESTUDO PARAMÉTRICO

O estudo paramétrico foi dividido em três etapas. A primeira etapa tem por objetivo avaliar os parâmetros geométricos do perfil de aço. A segunda etapa tem por objetivo avaliar parâmetros físicos do perfil, de geometria da laje e reforço por enrijecedores. Por fim, a terceira etapa tem por objetivo avaliar a influência do volume de fibras na laje de concreto. A configuração adotada nos estudos foi baseada nos estudos realizados por Rossi *et al.* (2020b) e

5.7.1 Etapa I

Para avaliação dos parâmetros geométricos foram selecionados seis perfis I distintos, além de ter sido feita uma variação dos parâmetros de D_0/d entre 0,8 e 1,2 e de p/D_0 entre 1,2 e 1,5. Ademais, o vão livre foi variado entre 4, 6 e 8 metros. Todos estes perfis foram avaliados utilizando aço S460, coeficiente de orientação das fibras de 0,4 e espessura da laje (h_c) de 100 mm, totalizando 360 análises lineares e não lineares. A Figura 5.21 apresenta um fluxograma representando os parâmetros variados na etapa I. As propriedades geométricas das seções transversais são apresentadas na Tabela 5.8.

Figura 5.20 – Parametrização da etapa I



Fonte: Autor (2025)

Tabela 5.8 – Características geométricas das seções I

Seção	d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _x (cm ⁴)
W 250 x 22,3	254	102	6,9	5,8	2939
W 250 x 28,4	260	102	10	6,4	4046
W 250 x 38,5	262	147	11,2	6,6	6057
W 310 x 23,8	305	101	6,7	5,6	4346
W 310 x 28,3	309	102	8,9	6,0	5500
W 310 x 38,7	310	165	9,7	5,8	8581

Fonte: Autor (2025)

Segundo Sonck e Belis (2016) altura total da seção alveolar (d_g) é obtida através da Equação 5.14. A largura de montante de extremidade (b_{we}) foi mantida maior ou igual à largura do montante entre os alvéolos (b_w).

$$d_g = d + \frac{\sqrt{(D_0 - 2r_b)^2 - b_w^2}}{2} \quad (5.14)$$

Onde r_b é a largura de corte entre o semicírculo e o montante horizontal durante a

fabricação do perfil alveolar, sendo este valor fixado em 8 mm.

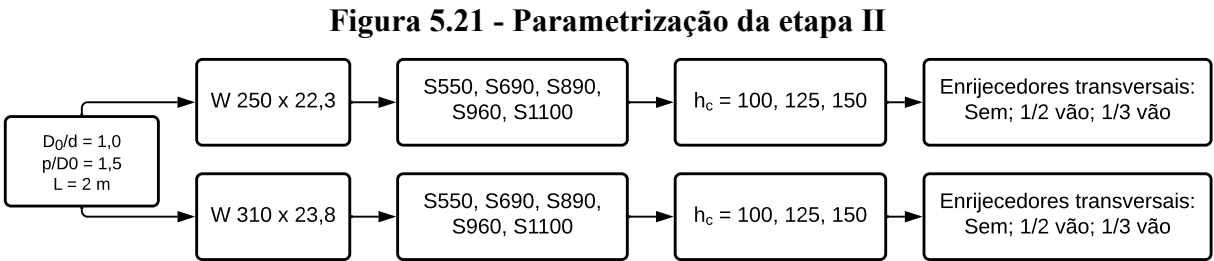
As propriedades mecânicas dos materiais são apresentadas na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 - Propriedades mecânicas dos materiais						
Elemento	E (MPa)	ν	f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Concreto	35980	0,2	73,30	7,05	-	-
Aço S460	200000	0,3	-	-	460	540
Armaduras	200000	0,3	-	-	500	540
Pino com cabeça	200000	0,3	-	-	500	-

Fonte: Autor (2025)

5.7.2 Etapa II

Na etapa 2 foi estudada a influência da espessura da laje, utilizando espessuras de 100 mm, 125 mm e 150 mm, o tipo de aço utilizado nos perfis, adotando aços de grau S550, S690, S890, S960 e S1100 e por fim foi variado o número de enrijecedores no vão, inicialmente adotando nenhum enrijecedor, posteriormente um no centro do vão e por fim dois enrijecedores distribuídos longitudinalmente, resultando em um total de 90 análises lineares e não lineares. A Figura 5.22 apresenta um fluxograma representando os parâmetros variados na etapa II. As propriedades geométricas das seções transversais são apresentadas na Tabela 5.10. A Figura 5.23 expõe uma representação da distribuição de enrijecedores transversais.

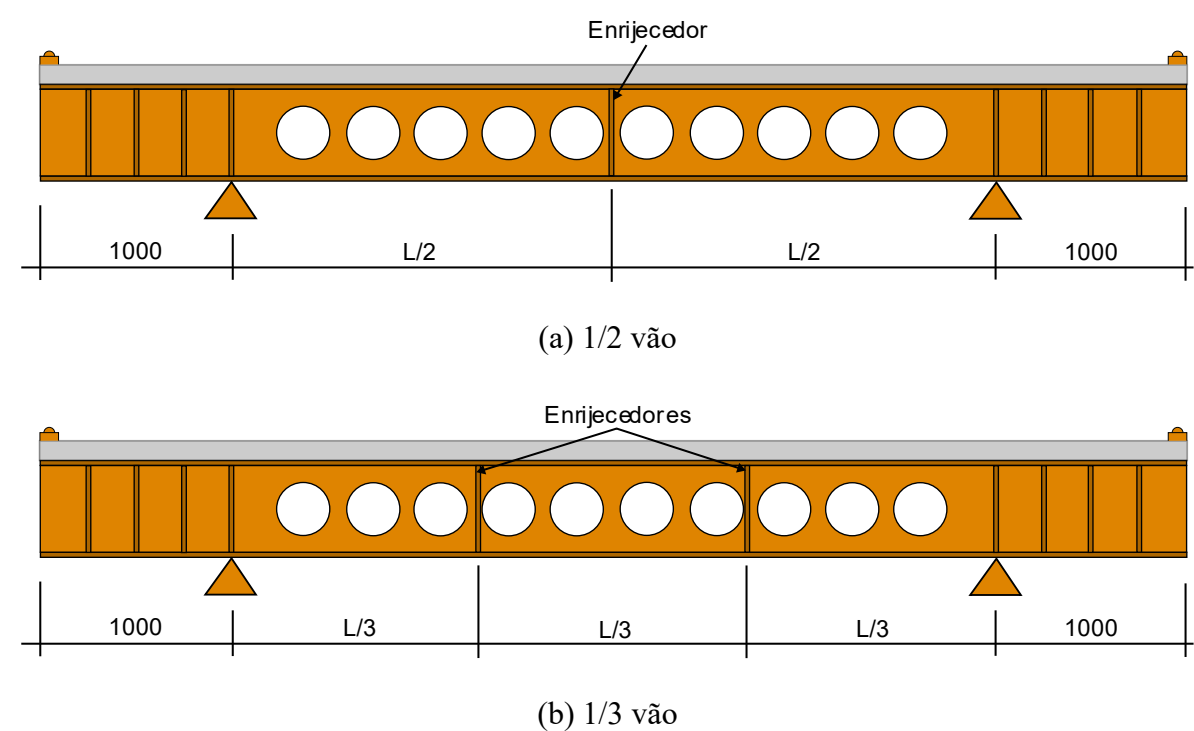


Fonte: Autor (2025)

Tabela 5.10 - Propriedades mecânicas dos materiais				
Referência	Classe	v	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Cao <i>et al.</i> (2023)	S550	0,3	559	624
Ferreira <i>et al.</i> (2024)	S690	0,3	759	940,5
Zhang, Su e Jiang, (2024)	S890	0,3	893,4	931,96
Su <i>et al.</i> (2021)	S960	0,3	969	1024
Kumar, Anbarasu e sonkar (2024)	S1100	0,3	1073	1356

Fonte: Autor (2025)

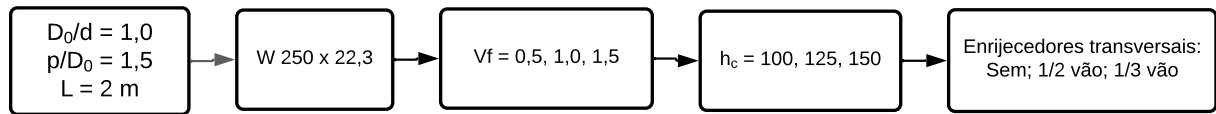
Figura 5.22 – Distribuição de enrijecedores no vão destravado



Fonte: Autor (2025)

5.7.3 Etapa III

A etapa 3 consiste na avaliação da influência do volume de fibras na matriz de concreto. Para isso será estudada a influência da espessura da laje, utilizando espessuras de 100 mm, 125 mm e 150 mm, o volume de fibras, adotando 0,5%, 1,0% e 1,5%, e por fim foi variado o número de enrijecedores no vão assim como foi realizado na etapa 2, resultando em um total de 27 análises não lineares. Nesta etapa não foi avaliada as análises lineares. O volume de fibras não apresenta influência no modelo numérico de análise linear elástica devido ao fato de que sua incorporação se dá no modelo constitutivo do concreto, o que não é considerado neste tipo de análise. A apresenta o fluxograma representando os parâmetros variados na etapa III. D_0/d p/ D_0

Figura 5.23 - Parametrização da etapa III

Fonte: Autor (2025)

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

6.1 ETAPA 1: MOMENTO CRÍTICO ELÁSTICO

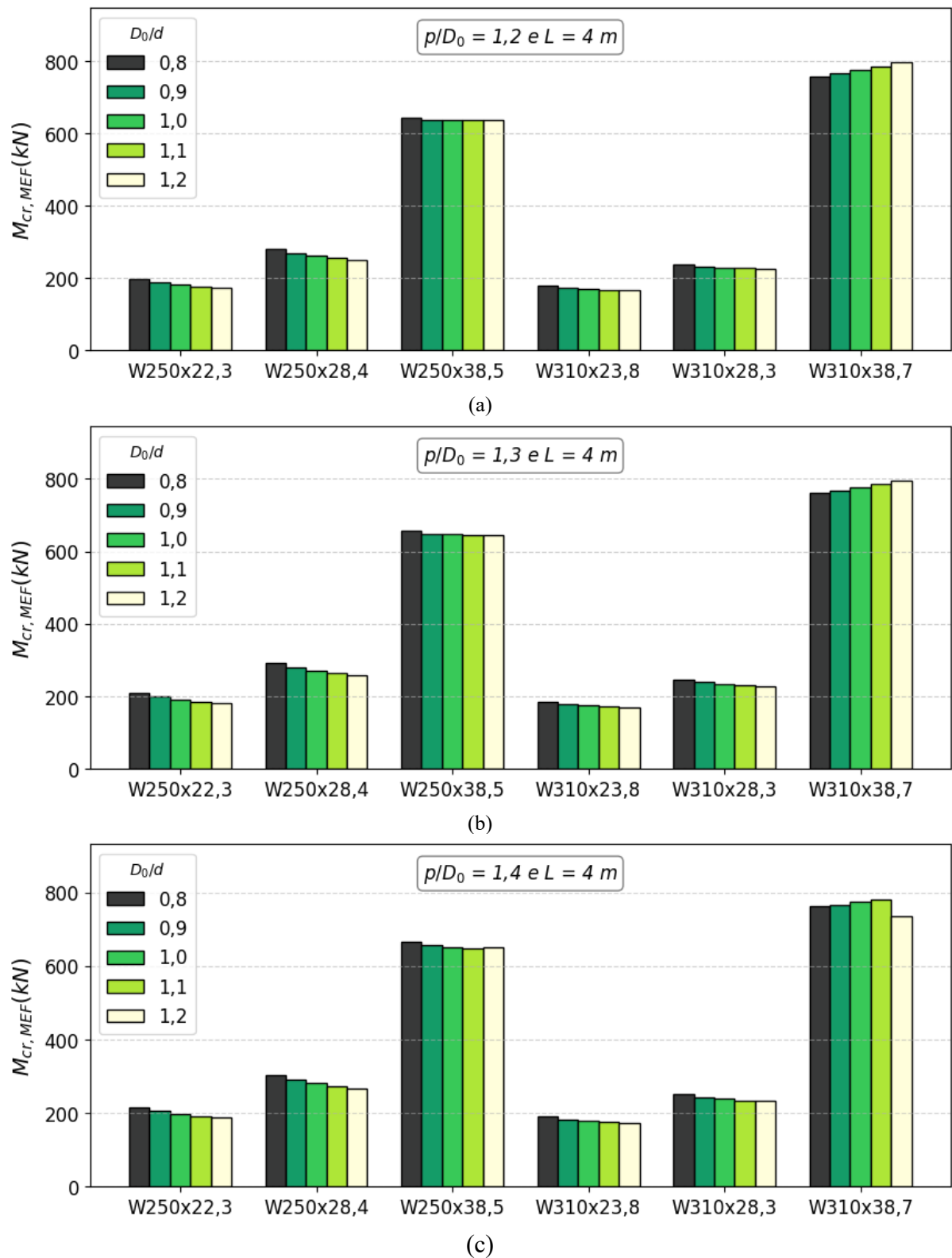
De modo geral, o modo de falha predominante nas análises de momento crítico elástico foi FLD. Apenas um caso em que houve uma combinação de modos de falha, que ocorreu com o perfil W 310 x 38,7, com D_0/d de 1,2, p/D_0 de 1,4 e comprimento L de 4 metros, onde este apresentou falha por FLD em conjunto com flambagem da alma (FA). Os parâmetros analisados demonstraram grande influência no momento crítico.

6.1.1 Influência de D_0/d

A Figura 6.1 apresenta a variação da relação D_0/d em função do momento crítico elástico para cada perfil analisado. A Figura 6.2 apresenta a deformada dos modelos com perfil W 310 x 38,7, em função da relação D_0/d , com p/D_0 fixo de 1,4 e comprimento de vão de 2 metros.

Através das análises da variação do tamanho das aberturas (D_0/d), foi observado que o aumento do tamanho das aberturas diminui o momento crítico elástico principalmente nos perfis mais esbeltos. Já se tratando de perfis de menor esbelteza, como é o caso do W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7, esse comportamento de queda do momento crítico é menos acentuado para os casos de comprimento de vão de 4 metros. Além disso, observa-se o caso citado anteriormente onde foi observado através da deformada que houve acoplamento entre a FLD e a FLA (flambagem local da alma) (Figura 6.2e).

Estes efeitos são de difícil compreensão utilizando apenas análises elásticas, devido ao fato de que os resultados apresentados na deformada apresentam apenas o caminho preferencial de deformação analiticamente calculado, não sendo a deformação real. Sendo assim não é possível verificar a distribuição de tensões ou deformações que esclareçam essas diferenças.

Figura 6.1 – Influência de D_0/d no momento crítico elástico

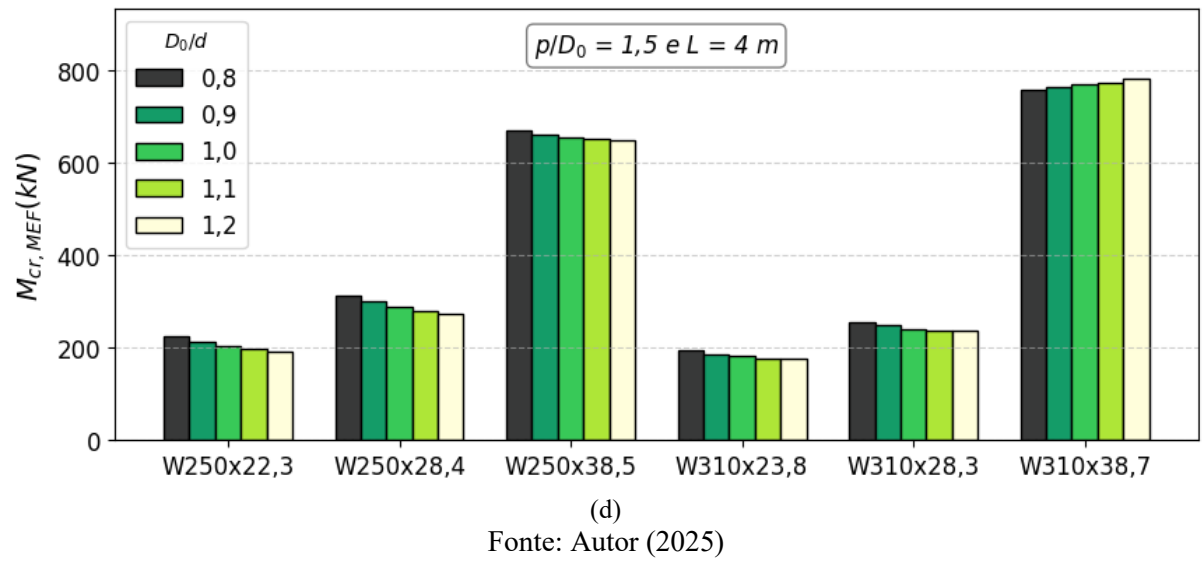
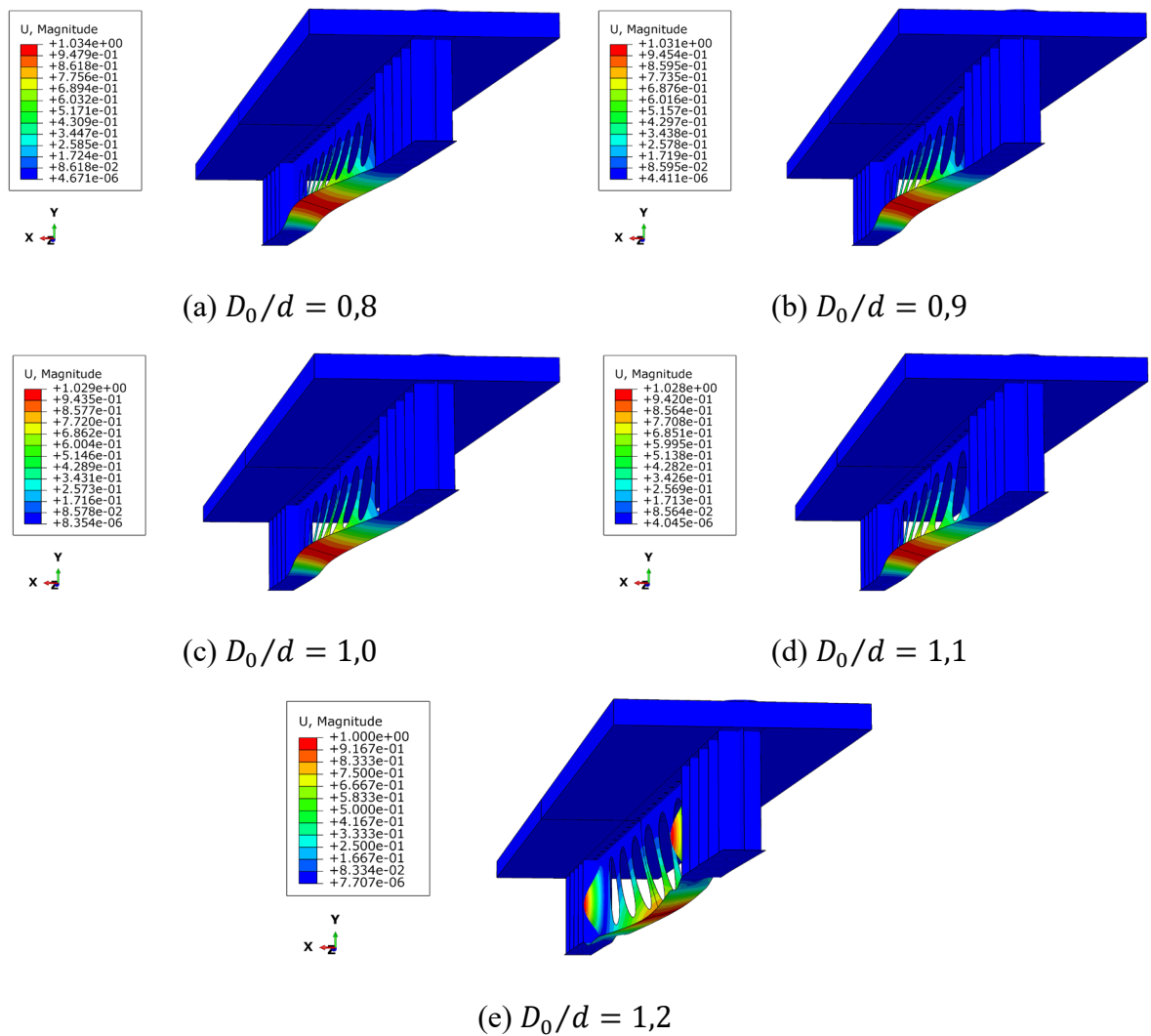


Figura 6.2 – Deformadas do perfil W 310 x 38,7, com $p/D_0 = 1,4$ e $L = 4$ m, em função de D_0/d



Fonte: Autor (2025)

A Tabela 6.1 mostra a taxa de variação percentual média do momento crítico elástico

em função do aumento da relação D_0/d para cada perfil analisado e o desvio padrão (s), tendo como referência $D_0/d = 0,8$. O aumento das aberturas foi mais prejudicial no perfil W 250 x 22,3 com $D_0/d = 1,2$, com um decréscimo observado de 14,51% no momento crítico. O aumento das aberturas se tornou menos prejudicial no perfil W 310 x 38,7, fato possivelmente associado à maior esbeltez do perfil, fazendo com que este sofra de instabilidade com uma menor intensidade. De modo geral, todo aumento no tamanho das aberturas ocasionou diminuição do momento crítico elástico.

Tabela 6.1 - Variação do momento crítico em função de D_0/d

Perfil		D0/d				
		0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
W 250 x 22,3	média (%)	0	-4,46	-8,36	-11,70	-14,51
	s (%)	0	0,88	1,78	2,68	3,55
W 250 x 28,4	média (%)	0	-4,30	-7,98	-11,07	-13,82
	s (%)	0	0,94	1,94	2,94	3,82
W 250 x 38,5	média (%)	0	-3,58	-6,58	-9,03	-11,08
	s (%)	0	1,88	3,70	5,40	6,94
W 310 x 23,8	média (%)	0	-4,43	-8,11	-11,29	-13,91
	s (%)	0	1,50	2,89	4,04	5,20
W 310 x 28,3	média (%)	0	-4,15	-7,68	-10,67	-13,13
	s (%)	0	1,56	2,92	4,26	5,51
W 310 x 38,7	média (%)	0	-1,92	-3,21	-4,09	-5,16
	s (%)	0	2,30	4,29	6,03	7,10
Média geral (%)		0	-3,81	-6,99	-9,64	-11,94

Fonte: Autor (2025)

6.1.2 Influência de p/D_0

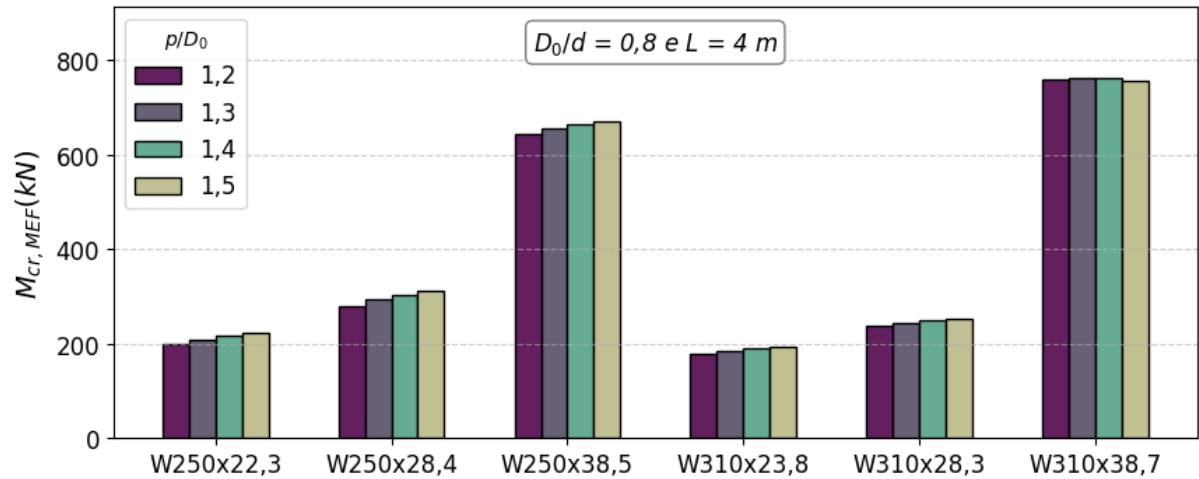
A Figura 6.3 apresenta a variação da relação de p/D_0 em função do momento crítico elástico. A Figura 6.4 apresenta a deformada dos modelos com perfil W 310 x 38,7, em função da relação p/D_0 , com D_0/d fixo de 1,2 e comprimento de vão de 2 metros.

A relação p/D_0 representa o espaçamento entre os alvéolos, que neste caso, com o aumento deste parâmetro, há um aumento no momento crítico. Este fato se deve a maior área de montante entre os alvéolos, aumentando a capacidade de transferência de esforços da viga metálica.

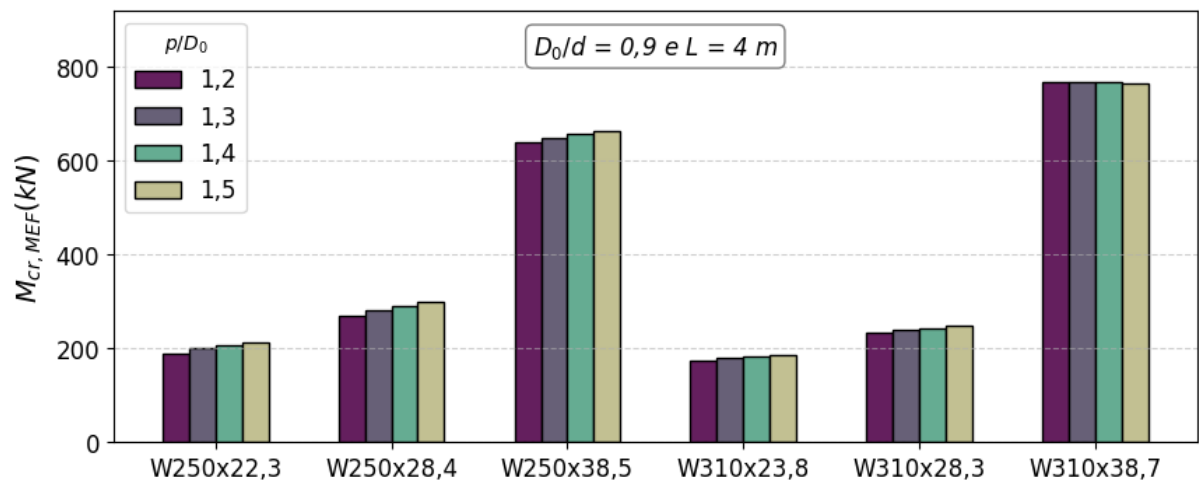
Há ocorrência de instabilidade local em um caso isolado pode ser indício de que há tendência de combinação de instabilidades locais e globais nos perfis W 310 x 38,7 de 4 metros. Além disso, o momento crítico neste caso tem caráter constante com a variação de p/D_0 .

O perfil W 310 x 38,7, com D_0/d de 1,2, p/D_0 de 1,4 e comprimento L de 4 metros apresentou FLD com FLA, o que causou redução do momento crítico e, consequentemente, variação da curva de forma diferenciada dos demais perfis.

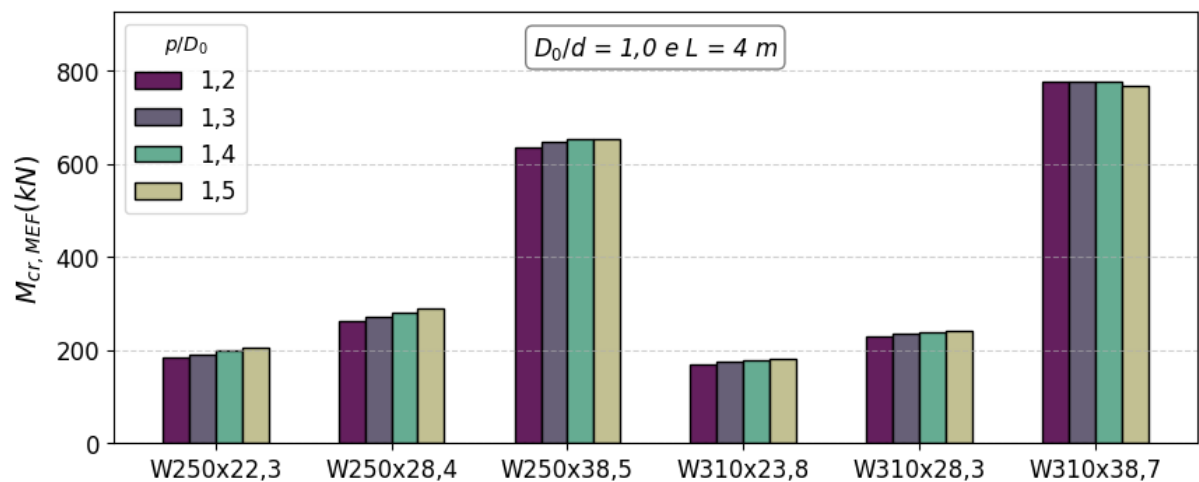
Figura 6.3 – Influência de p/D_0 no momento crítico elástico



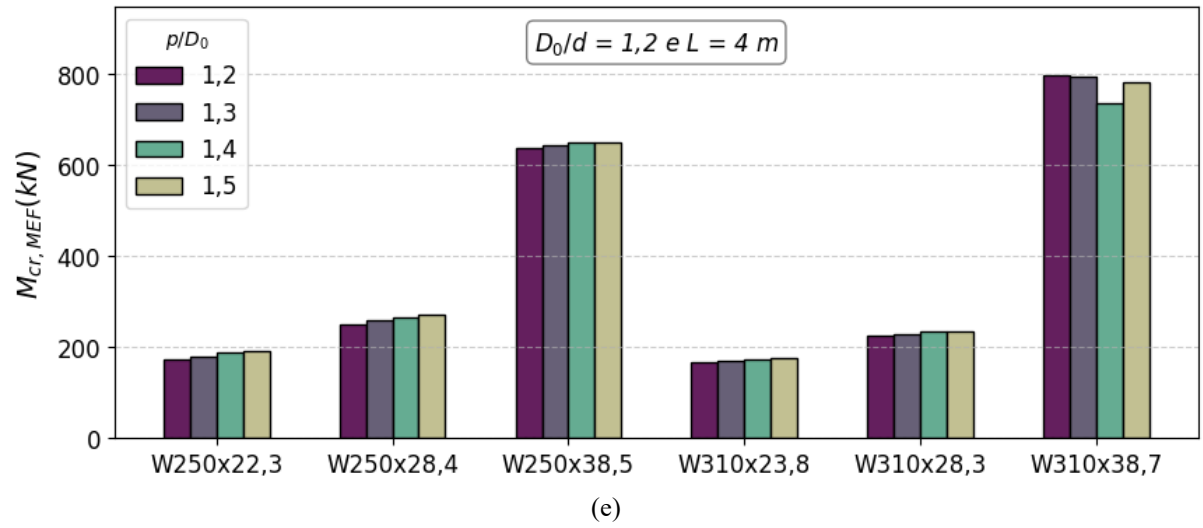
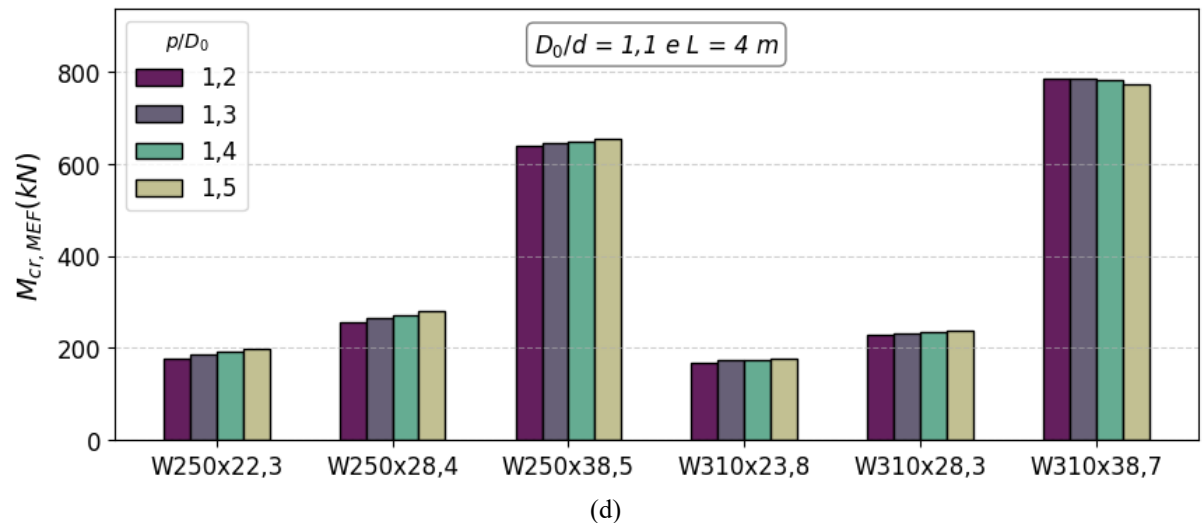
(a)



(b)

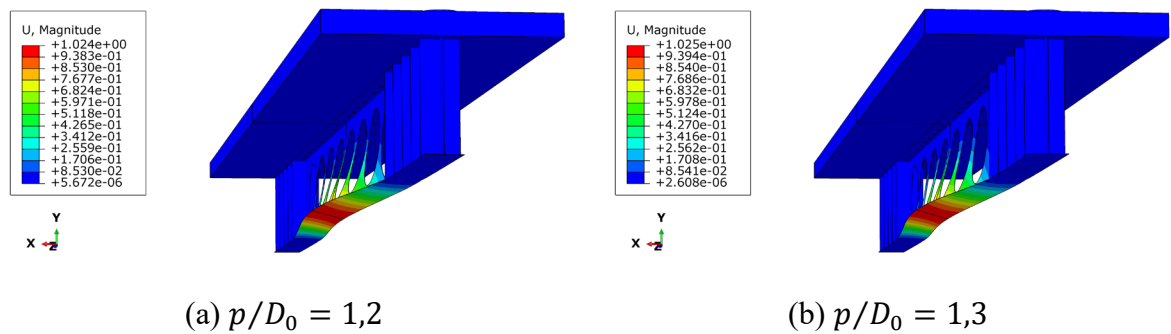


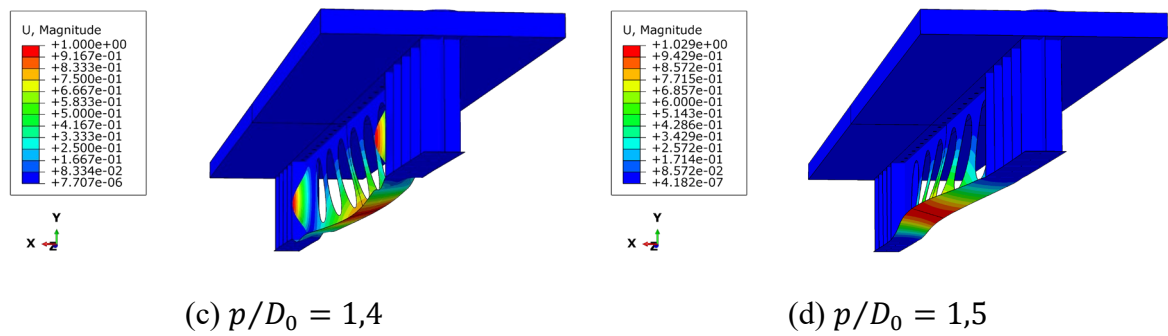
(c)



Fonte: Autor (2025)

Figura 6.4 – Deformadas do perfil W 310 x 38,7, com $D_0/d = 1,2$ e $L = 4$ m, em função de p/D_0





Fonte: Autor (2025)

A Tabela 6.2 apresenta a taxa de variação percentual média do momento crítico elástico em função do aumento da relação p/D_0 para cada perfil analisado, tendo como referência $p/D_0 = 1,2$. Foi observado que o aumento do montante da alma entre os alvéolos foi mais benéfico nos perfis mais esbeltos (W 250 x 22,3 e W 310 x 23,8), sendo que o maior aumento no momento crítico elástico se deu para o perfil W 250 x 22,3, com $p/D_0 = 1,5$, tendo um acréscimo de 13,16%.

Tabela 6.2 – Variação do momento crítico em função de p/D_0

Perfil		p/D_0			
		1,2	1,3	1,4	1,5
W 250 x 22,3	média (%)	0	5,57	9,74	13,16
	s (%)	0	1,85	3,19	4,28
W 250 x 28,4	média (%)	0	5,27	9,18	12,49
	s (%)	0	1,88	3,29	4,51
W 250 x 38,5	média (%)	0	4,84	8,55	11,61
	s (%)	0	2,70	4,87	6,77
W 310 x 23,8	média (%)	0	5,40	9,37	12,43
	s (%)	0	2,24	3,98	5,48
W 310 x 28,3	média (%)	0	5,15	9,03	12,10
	s (%)	0	2,37	3,99	5,60
W 310 x 38,7	média (%)	0	2,64	4,12	6,00
	s (%)	0	2,35	5,23	6,36
Média geral (%)		0	4,81	8,33	11,30

Fonte: Autor (2025)

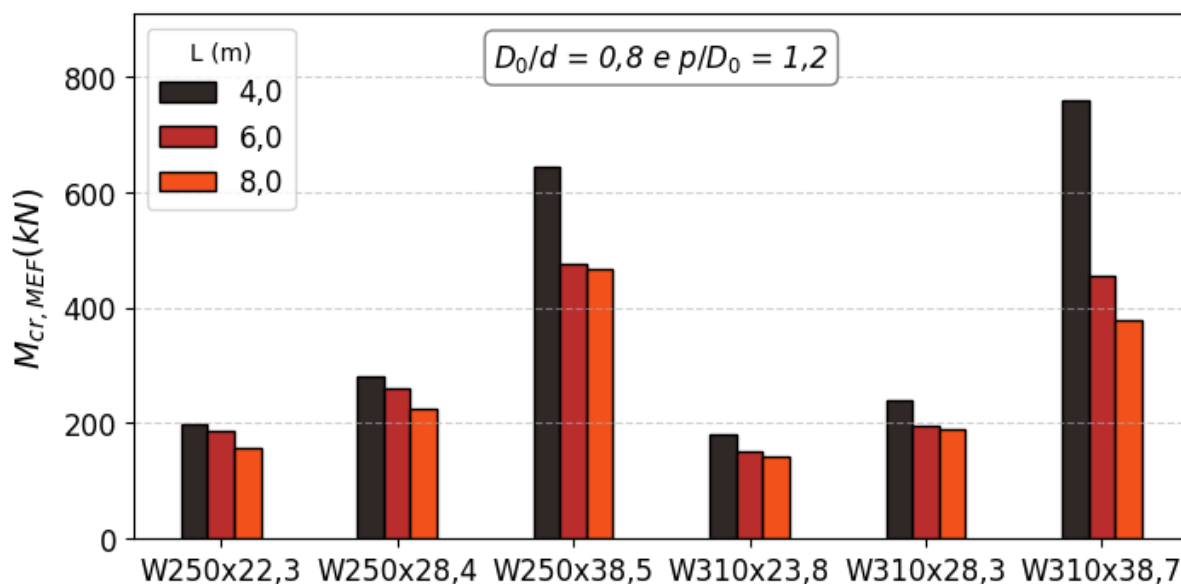
6.1.3 Influência do comprimento (L)

A Figura 6.5 expõe a influência do comprimento da viga mista na carga crítica. A Figura 6.6 apresenta a deformada dos modelos com perfil W 310 x 38,7, em função de L, com D_0/d fixo de 1,2 e p/D_0 fixo de 1,4.

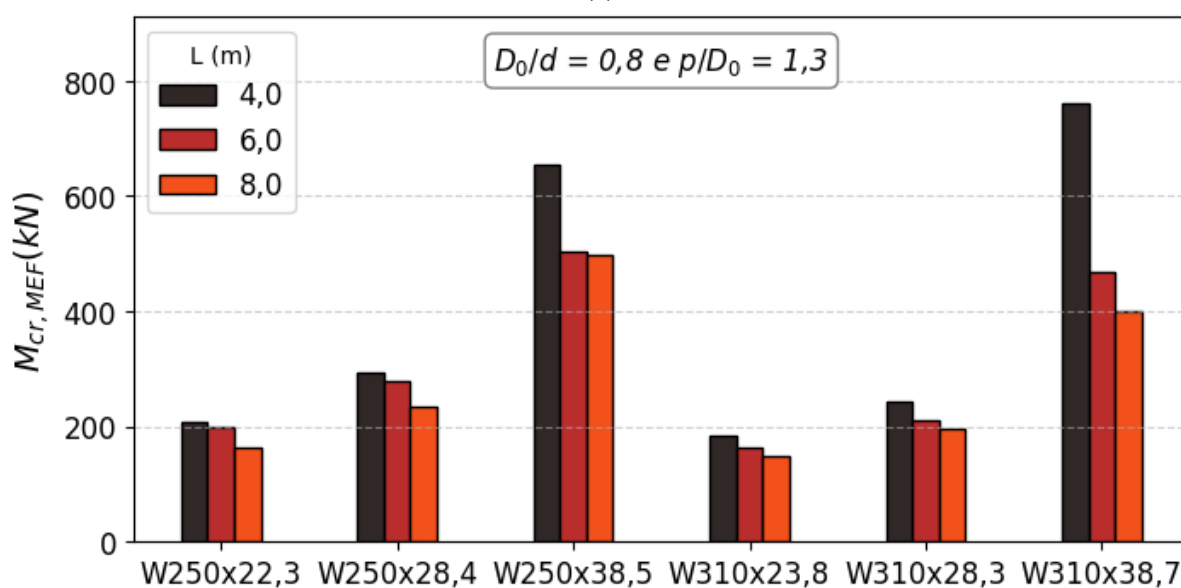
Foi observado que o incremento do comprimento provoca reduções significativas no

momento crítico. Esta redução é mais intensa para os casos de menor esbelteza, por mais que a deformada não apresente diferenças nos modos de falha quando observados os comprimentos de 4 metros, 6 metros e 8, metros, com exceção do caso já citado anteriormente (Figura 6.6c).

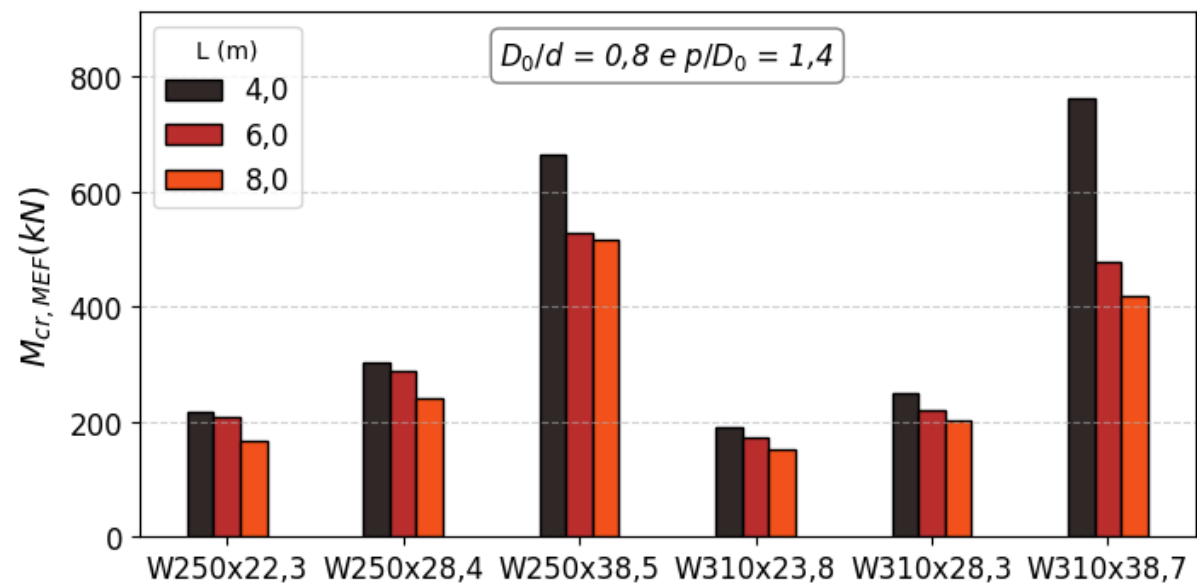
Figura 6.5 – Influência de L no momento crítico elástico



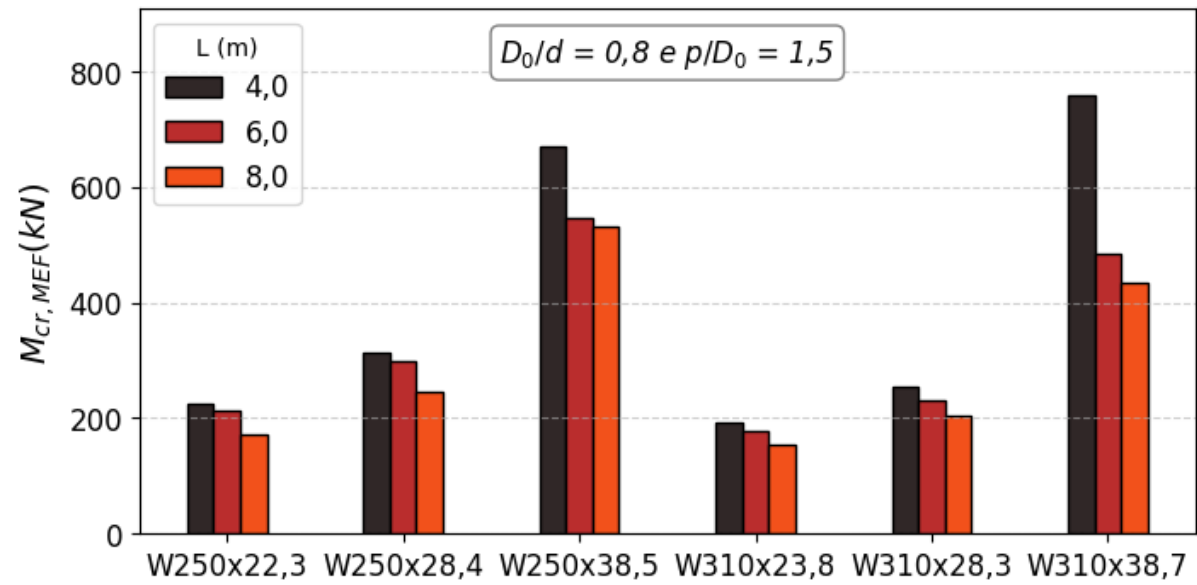
(a)



(b)



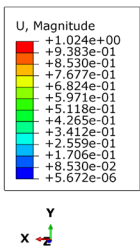
(c)



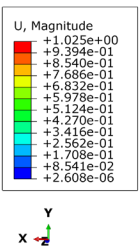
(d)

Fonte: Autor (2025)

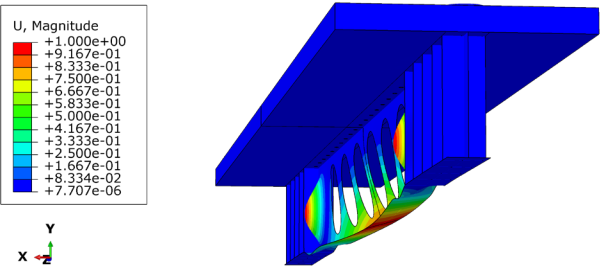
Figura 6.6 – Deformadas do perfil W 310 x 38,7, com $D_0/d = 1,2$ e $p/D_0 = 1,4$, em função de L



(a) $L = 2$ m



(b) $L = 3$ m



(c) $L = 4\text{ m}$

Fonte: Autor (2025)

A Tabela 6.3 apresenta a taxa de variação percentual média do momento crítico elástico em função do aumento do comprimento (L) para cada perfil analisado, tendo como referência $L = 4\text{ m}$. Foi perceptível que o comprimento tem grande influência na redução do momento crítico elástico. As reduções mais expressivas se deram com os perfis W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7, com o aumento de 4 m para 6 metros. Não foi possível definir a razão da maior variação nestes elementos apenas através da análise elástica devido à escassez de informações neste tipo de análise, onde só foi possível obter o momento crítico e a respectiva figura do elemento deformado.

Tabela 6.3 - Variação do momento crítico em função de L

Perfil		L (m)		
		4	6	8
W 250 x 22,3	média (%)	0	-7,24	-20,82
	s (%)	0	3,08	1,13
W 250 x 28,4	média (%)	0	-8,53	-19,89
	s (%)	0	3,71	0,78
W 250 x 38,5	média (%)	0	-27,06	-29,55
	s (%)	0	4,49	5,61
W 310 x 23,8	média (%)	0	-16,56	-21,44
	s (%)	0	5,33	2,5
W 310 x 28,3	média (%)	0	-18,92	-22,49
	s (%)	0	5,28	3,35
W 310 x 38,7	média (%)	0	-40,48	-51,16
	s (%)	0	2,27	4,11
Média geral (%)		0	-19,80	-27,56

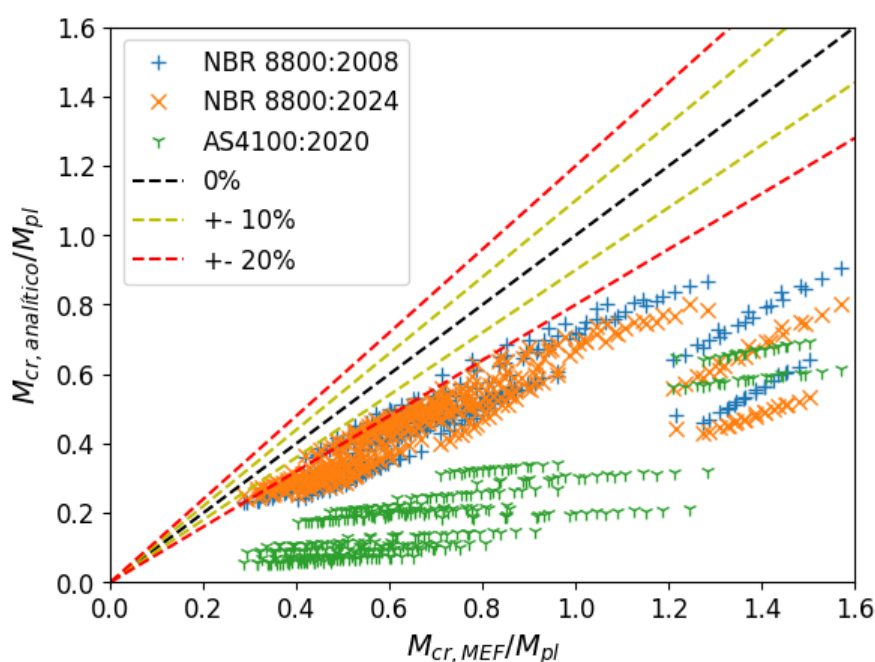
Fonte: Autor (2025)

6.1.4 Modelos analíticos para cálculo do M_{cr}

A Figura 6.7 apresenta a relação do momento crítico analítico pelo momento de plastificação da seção em função da relação do momento crítico obtido pelo método dos

elementos finitos com o momento de plastificação. Foi observado que todos os modelos possuem caráter conservador, obtendo valores com mais de 20% de erro em relação ao modelo obtido por MEF. Entre os modelos analisados, os modelos da ANBT NBR 8800:2008 e ANBT NBR 8800:2024 possuem desempenho similar e com maior acurácia em relação à australiana AS4100:2020.

Figura 6.7 – Comparação do M_{cr} de modelos analíticos normativos com obtidos por MEF



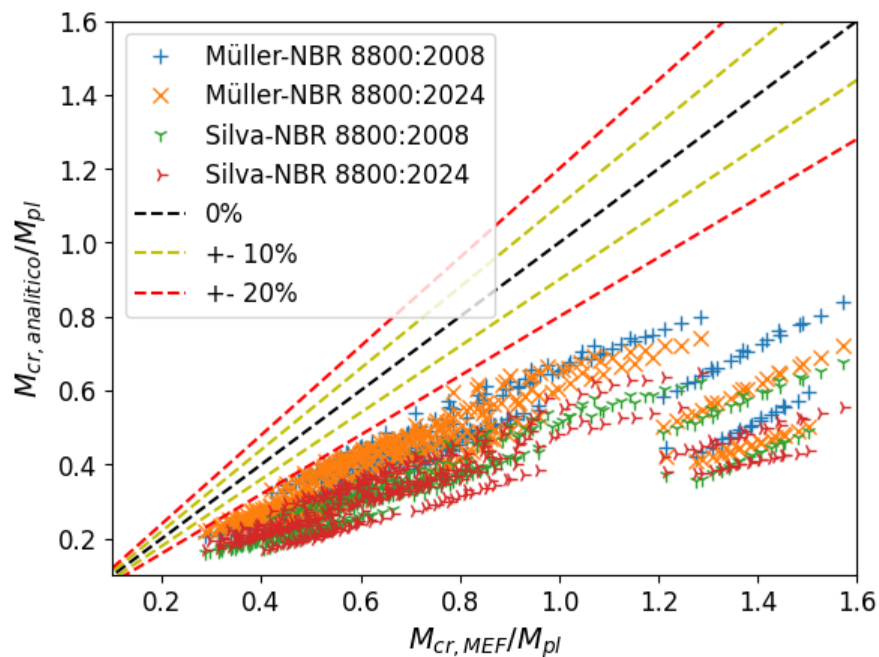
Fonte: Autor (2025)

A Figura 6.8 apresenta a comparação do momento crítico analítico com o momento crítico obtido por MEF, utilizando os parâmetros de correção para rigidez à flexão da alma do perfil (k_2) por Müller *et al.* (2006) e Silva *et al.* (2019). Os modelos são apenas para cálculo do coeficiente k_2 , sendo que este foi aplicado aos modelos normativos da ANBT NBR 8800:2008 e ANBT NBR 8800:2024. Os nomes das legendas foram nomeados a partir da combinação da referência de Müller *et al.* (2006) e Silva *et al.* (2019), com o respectivo modelo normativo aplicado (Exemplo: Müller *et al.* (2006) usando a equação da ANBT NBR 8800:2008 possui como legenda “Müller-NBR 8800:2008”).

Foi constatado que a redução do coeficiente k_2 tornou os modelos analíticos ainda mais conservadores, o que já era esperado. Dentre eles, o modelo que obteve melhor desempenho foi o de Müller *et al.* (2006), que obtiveram desempenho semelhante em ambos modelos normativos. O coeficiente de Silva *et al.* (2019) reduziu drasticamente o momento crítico analítico, aumentando consideravelmente o erro relativo. Vale destacar que o coeficiente de

Silva *et al.* (2019) não foi proposto para perfis celulares, o que pode explicar tamanha variação.

Figura 6.8 – Comparação do M_{cr} de modelos de redução de k_2 com obtidos por MEF



Fonte: Autor (2025)

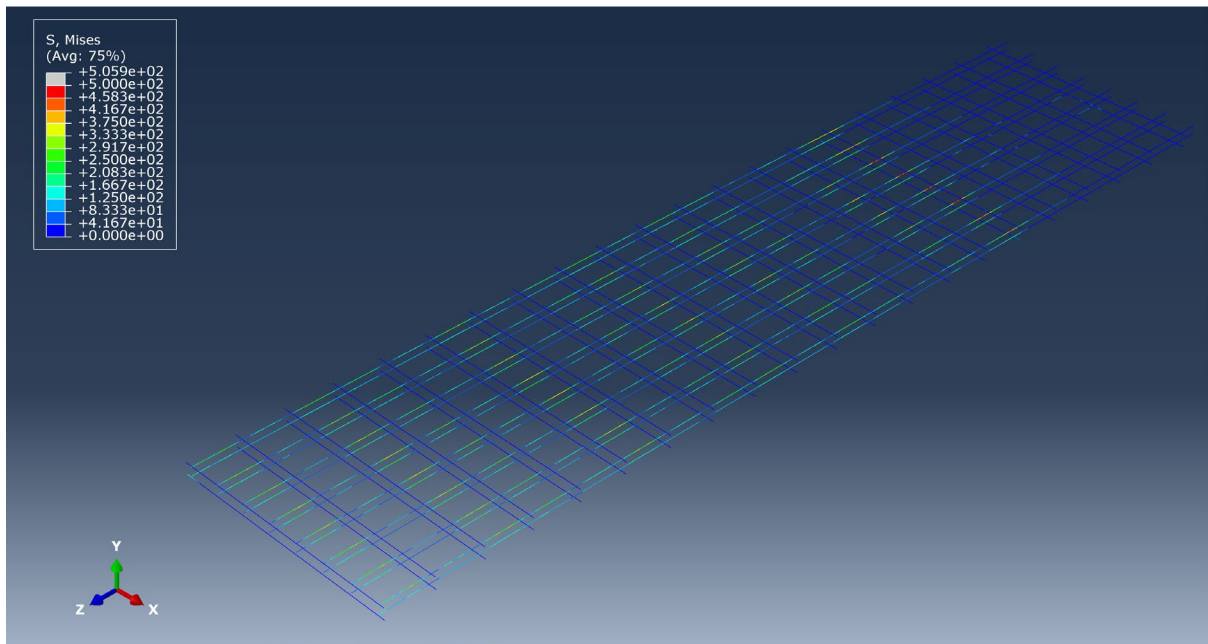
6.2 ETAPA 1: ANÁLISE NÃO LINEAR

Através da análise não linear, foi possível observar o comportamento de cada elemento da viga mista com a evolução do carregamento aplicado, além de se observar a influência de cada parâmetro no momento último resistente, onde se aplica as tensões residuais, imperfeições geométricas e modelos constitutivos dos materiais aplicados.

6.2.1 Análise das armaduras, conectores e laje

Com relação as armaduras, não houve plastificação total das armaduras em nenhum caso, apenas ocorrendo plastificação de algumas barras longitudinais em algumas vigas de 6 e 8 metros, mas sem ocorrer a plastificação total de todas as barras da seção transversal. A Figura 6.9 mostra as tensões das armaduras na iminência da instabilidade para o perfil W 250 x 38,5, $D_0/d = 0,8$, $p/D_0 = 1,5$ e $L = 6$ m, representada pela variável “S, Mises”, medida em MPa. Nesta é possível observar pontos de plastificação em 4 das 16 barras longitudinais, localizados na região de apoio da viga.

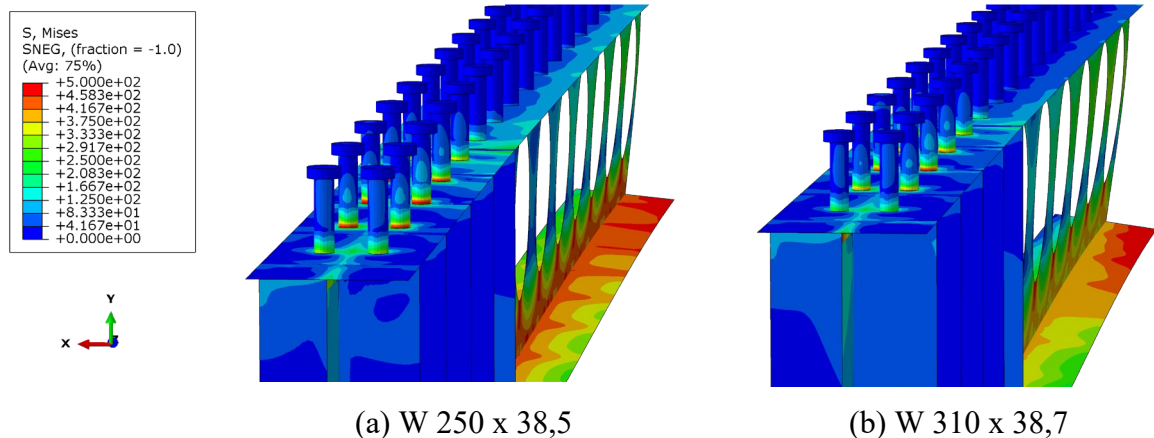
Figura 6.9 – Tensões das armaduras do perfil W 250 x 38,5, $D_0/d = 0,8$, $p/D_0 = 1,5$ e $L = 6$ m



Fonte: Autor (2025)

Com relação aos conectores, não foi observado ruptura de todos eles em nenhum caso, o que contribuiu para a análise isolada da instabilidade do perfil celular. Foi possível observar também que os conectores foram mais solicitados nos elementos de seção transversal W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7, onde alguns conectores se aproximaram do escoamento na região de solda na iminência ocorrência da instabilidade.

Figura 6.10 – Tensões dos conectores de perfis ($D_0/d = 0,8$, $p/D_0 = 1,5$ e $L = 6$ m)

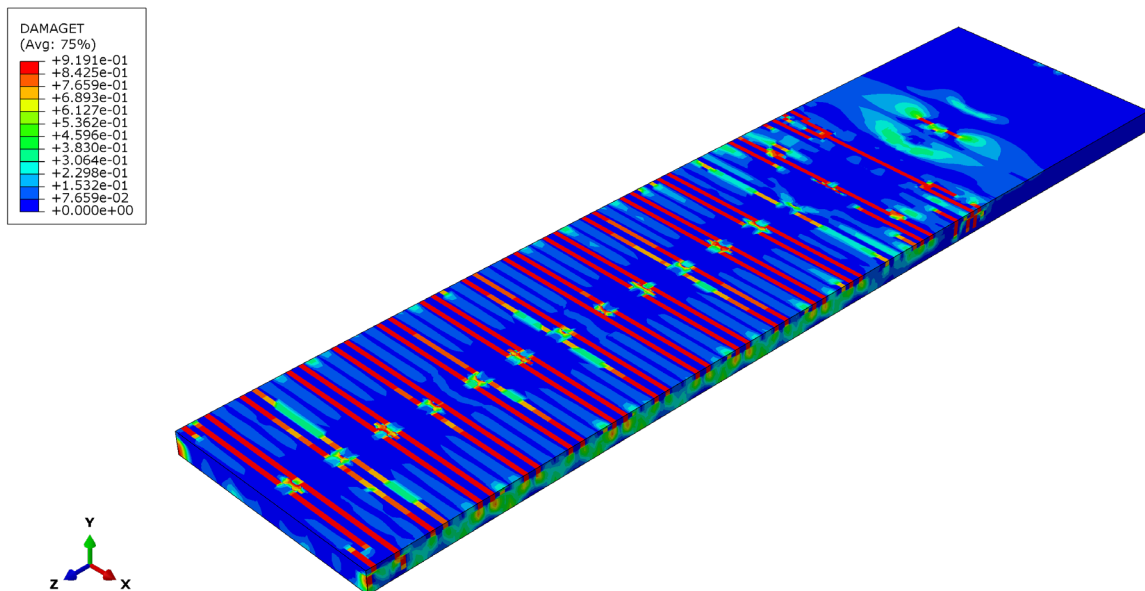
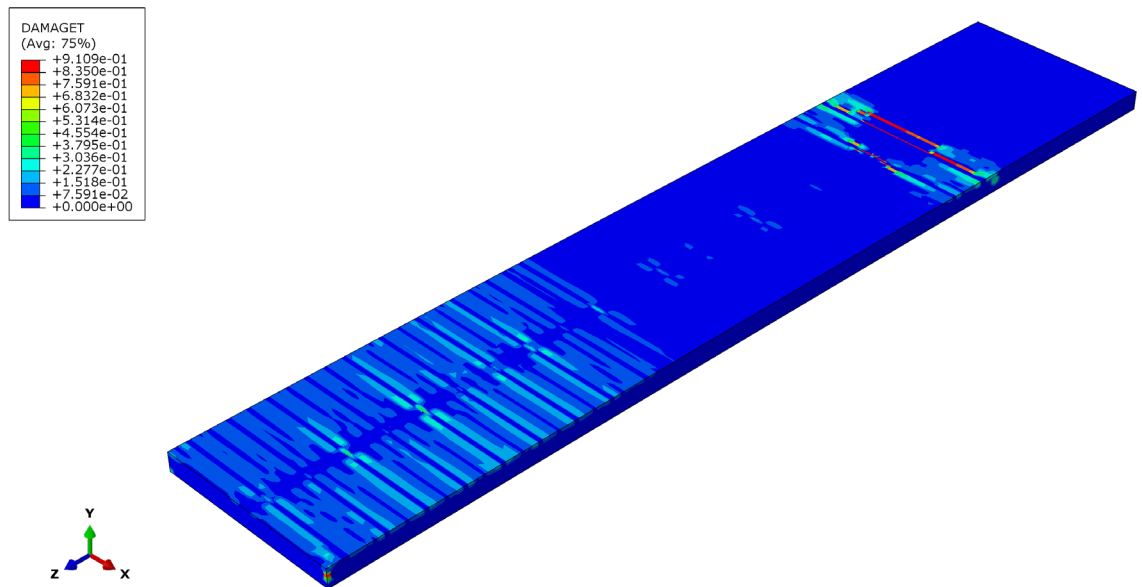


Fonte: Autor (2025)

Com relação a laje, foi observado diversos padrões de aberturas de fissuras, como mostra a Figura 6.11, através da representação do dano do concreto à tração, representado pela variável “DAMAGET”, que pode apresentar valores entre 0 e 1, onde 0 representa o concreto

íntegro e 1 representa o concreto completamente danificado. Em geral os perfis mais esbeltos apresentaram menor quantidade de fissuras na laje devido à esforços de tração (W 250 x 23,5, W 250 x 28,5, W 310 x 23,7 e W 310 x 28,3). Nos perfis menos esbeltos, houve aparecimento de fissuras em vários pontos, principalmente onde se encontram os conectores de cisalhamento (W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7).

Figura 6.11 – Dano à tração da laje de concreto



Fonte: Autor (2025)

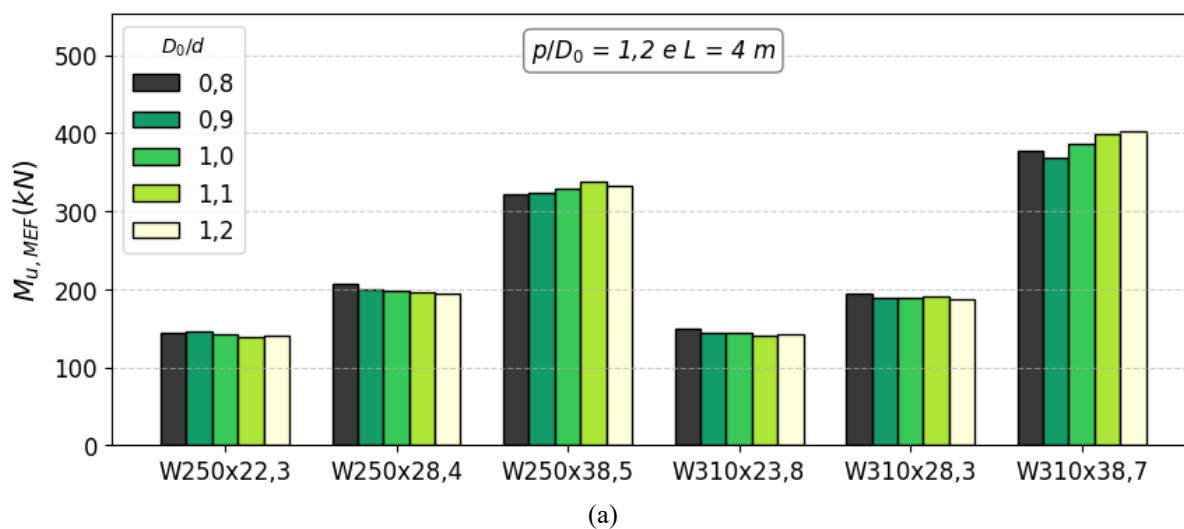
O aparecimento de fissuras indica a atuação das fibras no concreto, onde mesmo com as armaduras ainda contribuindo para resistência estrutural, o concreto por si só não foi capaz

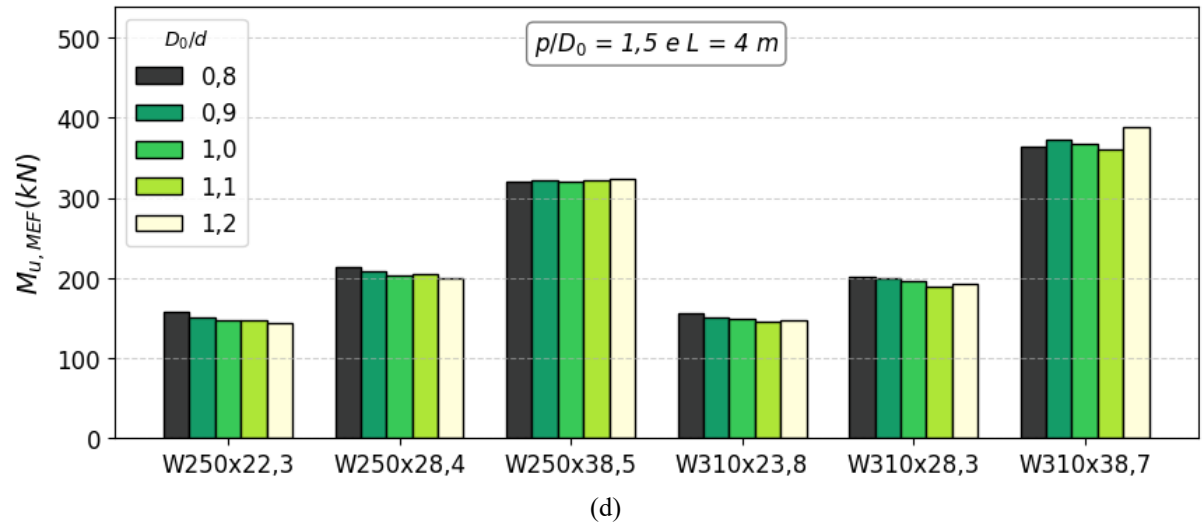
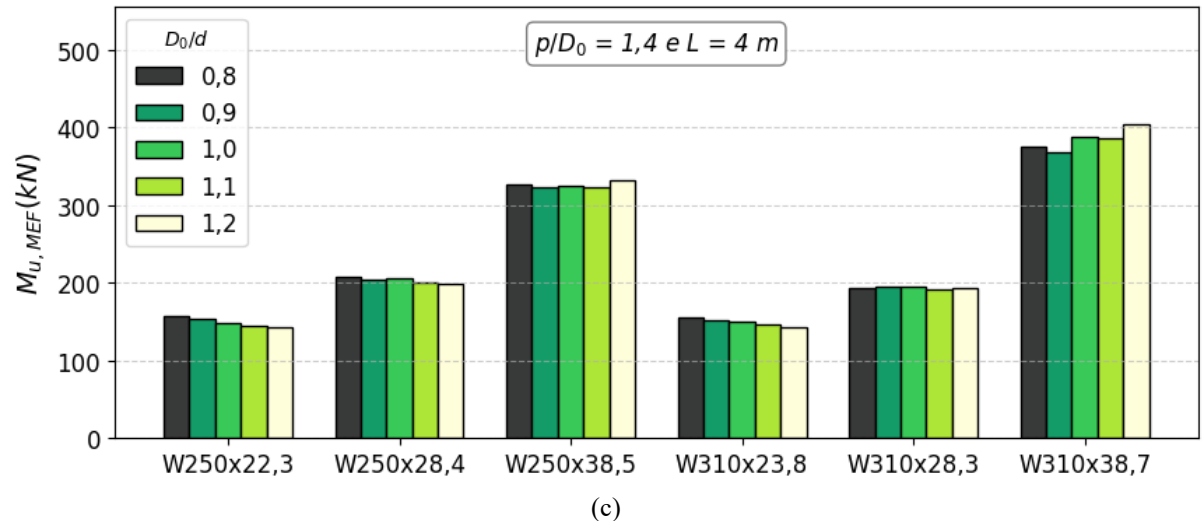
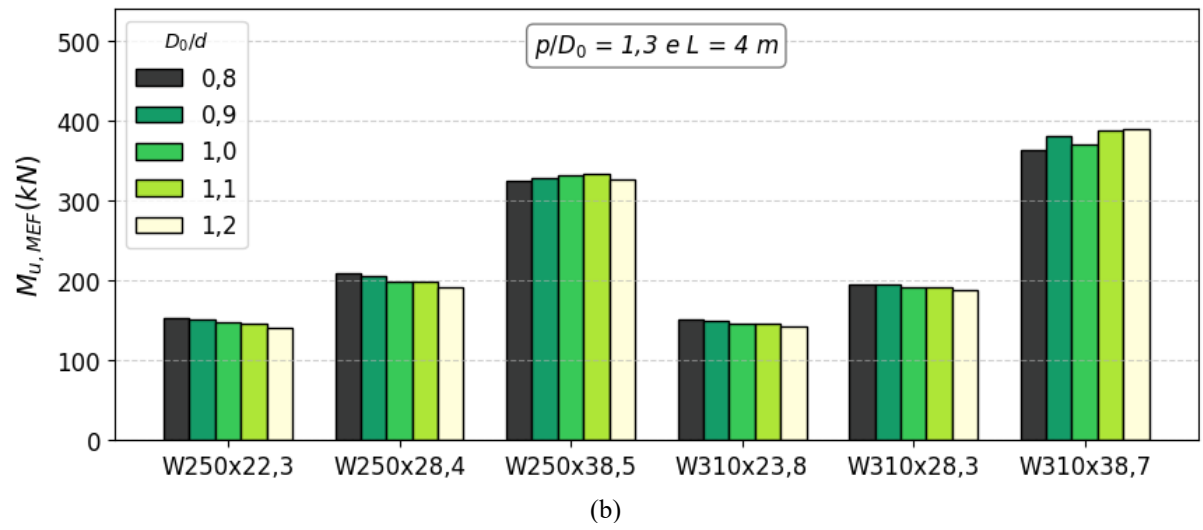
de resistir a tração, sendo assim as fibras de aço contribuíram para a redistribuição das tensões e para resistência residual do concreto tracionado, oferecendo um melhor desempenho estrutural da viga mista em momento negativo.

6.2.2 Influência de D_0/d

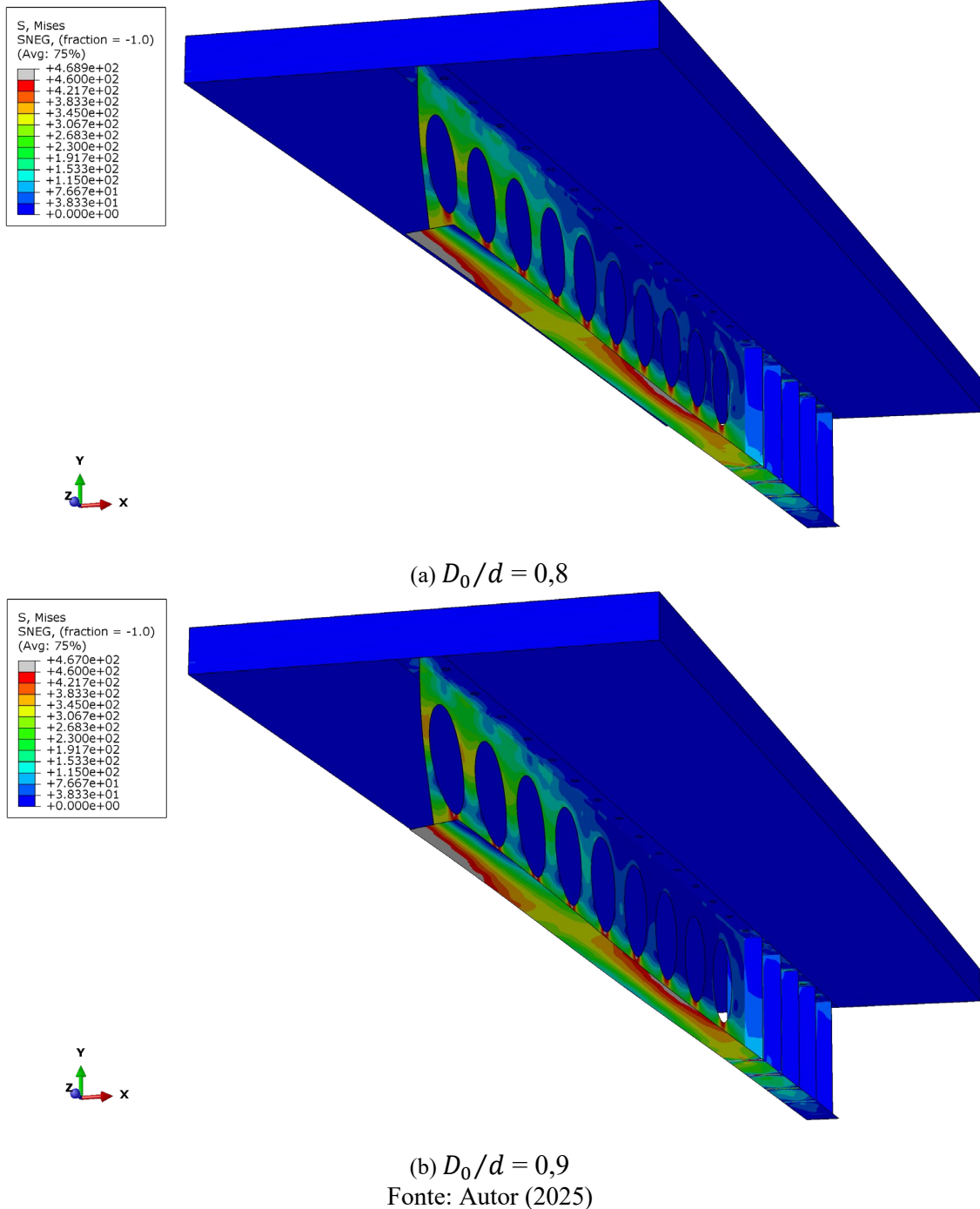
A Figura 6.12 apresenta a variação da relação D_0/d em função do momento último resistente para cada perfil analisado, obtido através de análise não linear. Assim como na análise elástica, o aumento da relação de D_0/d tende a ligeiramente diminuir o momento último resistente para os perfis W 250 x 22,3; 28,4 e perfis W 310 x 23,8; 28,3. Vale destacar, porém, que isto não acontece em todos os casos, nestes mesmos perfis há casos em que o aumento do tamanho de abertura ofereceu acréscimo no momento último. Isto pode estar associado ao número de alvéolos possíveis no comprimento do elemento, como é o caso do perfil W 250 x 22,3, $p/D_0 = 1,4$ e $L = 6$ m, onde o momento último para $D_0/d = 0,8$ é de 145,7 kNm e possui 20 alvéolos, e para $D_0/d = 0,9$, o momento último é 146,5 e possui 18 alvéolos. A Figura 6.13 mostra a distribuição de tensões para cada um destes perfis na iminência da instabilidade.

Figura 6.12 – Influência de D_0/d no momento último resistente



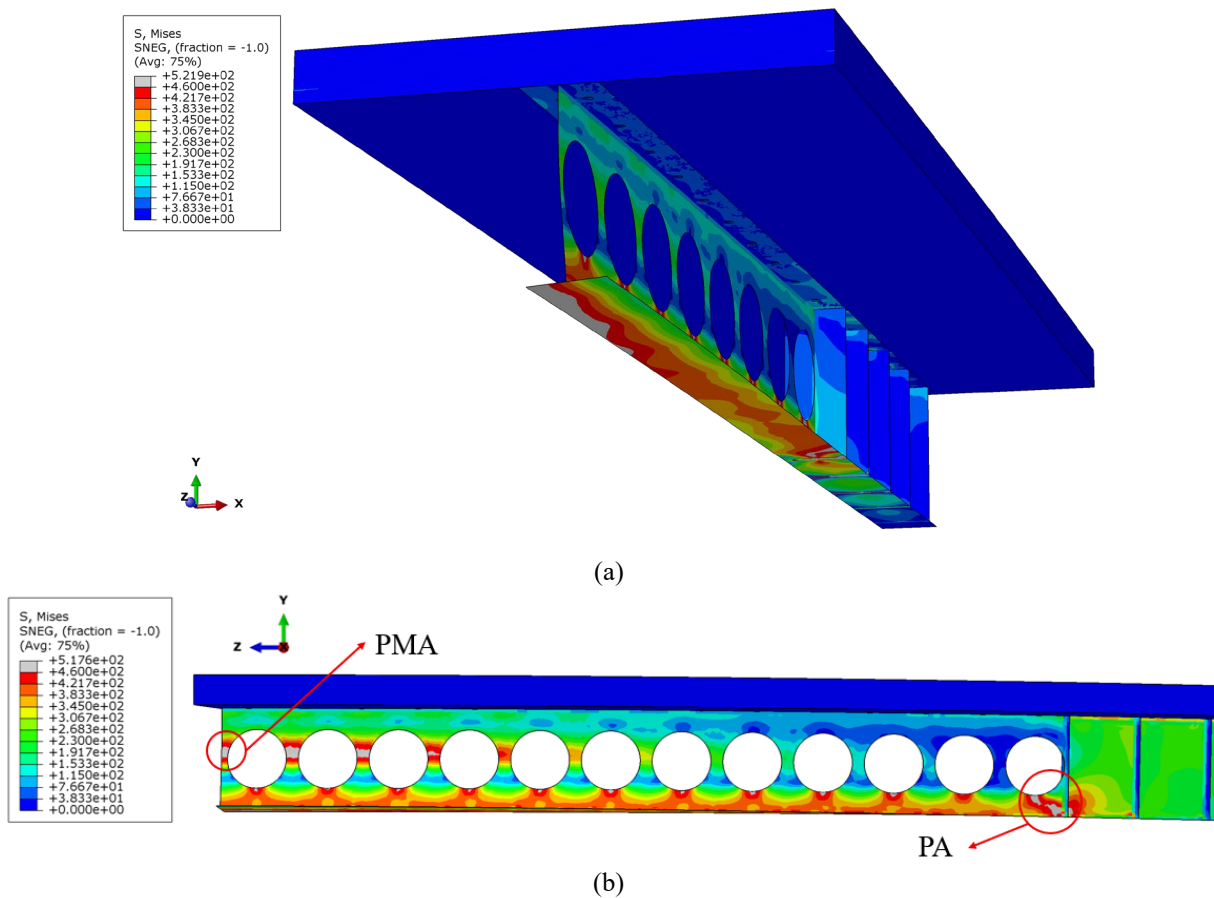


Fonte: Autor (2025)

Figura 6.13 – Tensões no perfil W 250 x 22,3, $p/D_0 = 1,4$ e $L = 6$ m (MPa)

Nos perfis W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7 não é possível definir um padrão de comportamento com a variação de D_0/d . A Figura 6.14 apresenta a distribuição de tensões e as deformadas observadas nestes perfis. Nestes perfis pode ser observado que há grandes solicitações ao longo da alma e principalmente da mesa inferior (Figura 6.14a), proporcionando a ocorrência de regiões de plastificação da mesa inferior, plastificação dos montantes da alma (PMA) e dos apoios (PA), com FLD ocorrendo posteriormente (Figura 6.14b).

Figura 6.14 – Modos de falha observados nos perfis W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7 (tensões em MPa)



Fonte: Autor (2025)

A Tabela 6.4 apresenta a taxa de variação do aumento da relação D_0/d para cada perfil com relação ao valor obtido para $D_0/d = 0,8$. Foi observado que essa relação possui influência considerável para perfis mais esbeltos (W 250 x 22,3, W 250 x 28,4, W 310 x 23,8 e W 310 x 28,3), sendo que o maior decréscimo se deu no perfil W 310 x 23,8, com $D_0/d = 1,2$, a uma taxa de 9,98%. Já para os perfis menos esbeltos (W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7), a taxa de variação foi baixa, menor que 2% em todos os casos, porém possuem elevados desvios padrão, o que indica que a influência do aumento D_0/d não é insignificante.

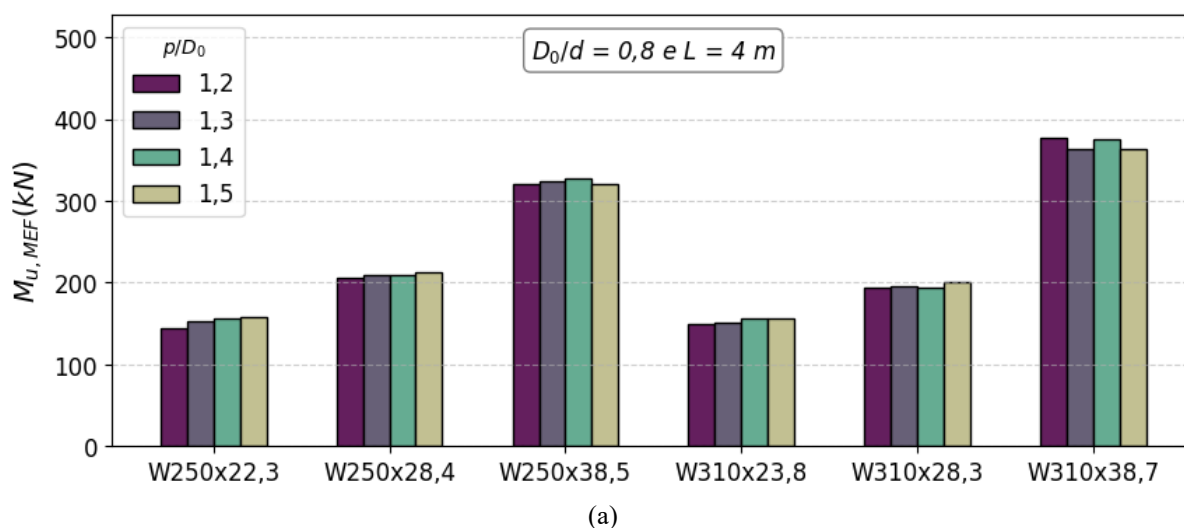
Tabela 6.4 - Variação do momento último em função de D_0/d

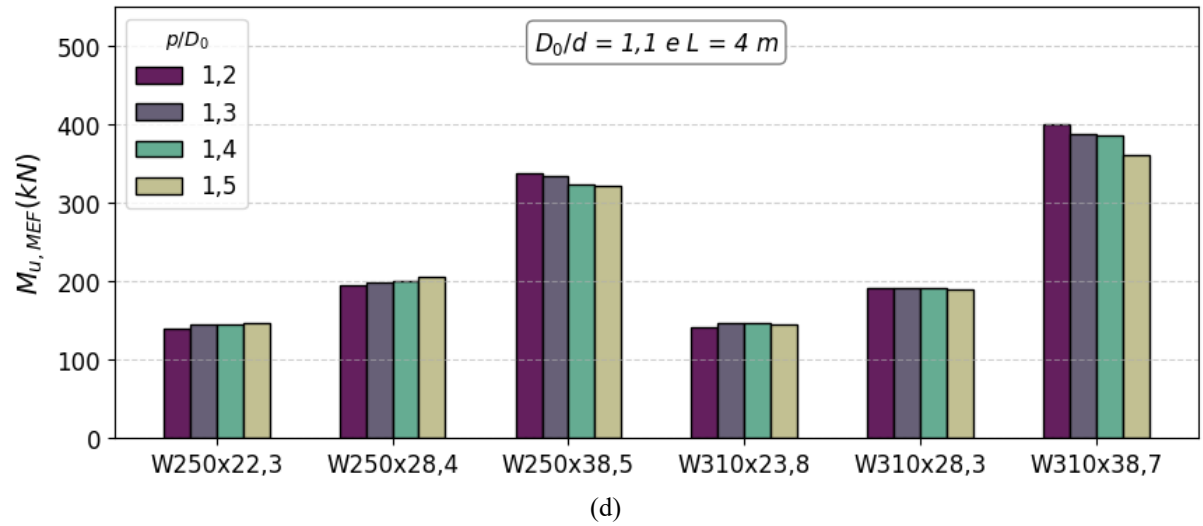
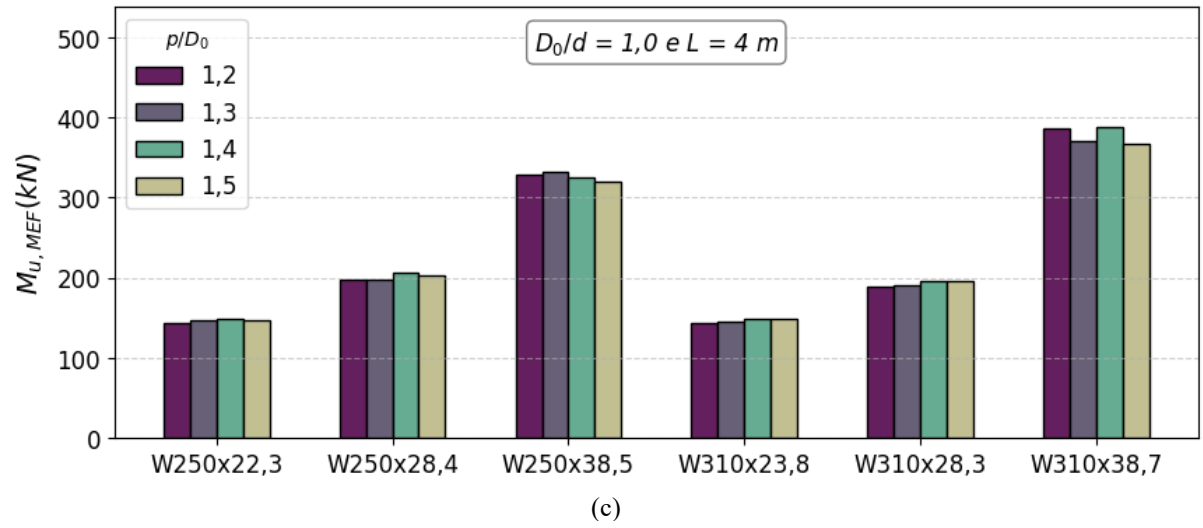
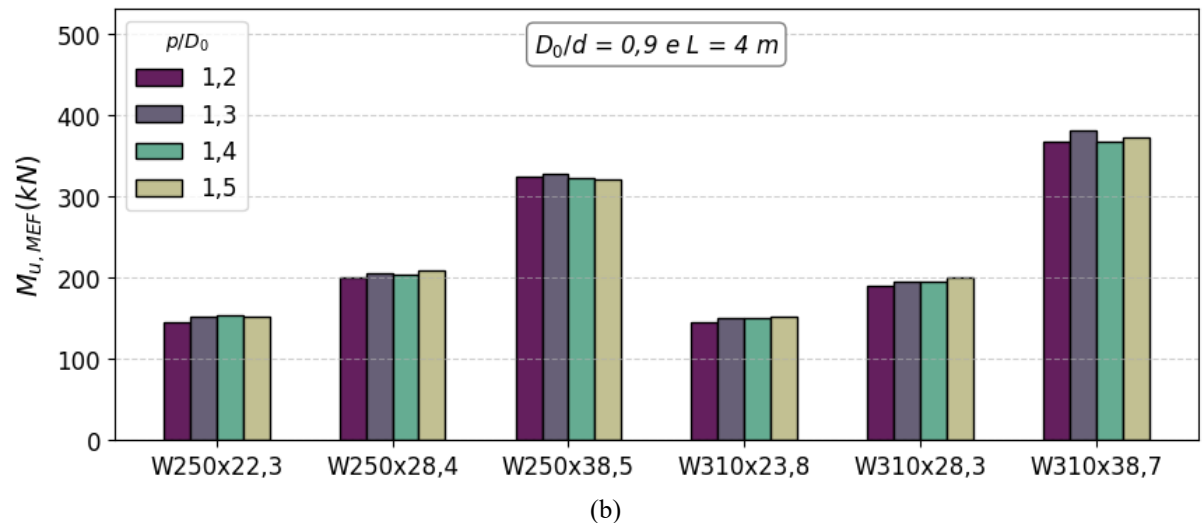
Perfil		D_0/d				
		0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
W 250 x 22,3	média (%)	0	-1,45	-3,30	-4,97	-6,21
	s (%)	0	1,70	2,16	2,67	3,60
W 250 x 28,4	média (%)	0	-0,92	-2,44	-3,81	-5,35
	s (%)	0	1,18	1,54	1,70	3,07
W 250 x 38,5	média (%)	0	-0,43	-0,56	-1,17	-1,66
	s (%)	0	1,15	2,64	3,24	3,50
W 310 x 23,8	média (%)	0	-3,04	-5,63	-8,02	-9,98
	s (%)	0	1,43	2,63	3,46	4,45
W 310 x 28,3	média (%)	0	-1,14	-3,87	-6,81	-9,18
	s (%)	0	2,22	3,24	5,57	6,59
W 310 x 38,7	média (%)	0	-1,96	-1,79	-0,78	-0,17
	s (%)	0	3,64	3,54	4,65	6,82
Média geral (%)		0	-1,49	-2,93	-4,26	-5,43

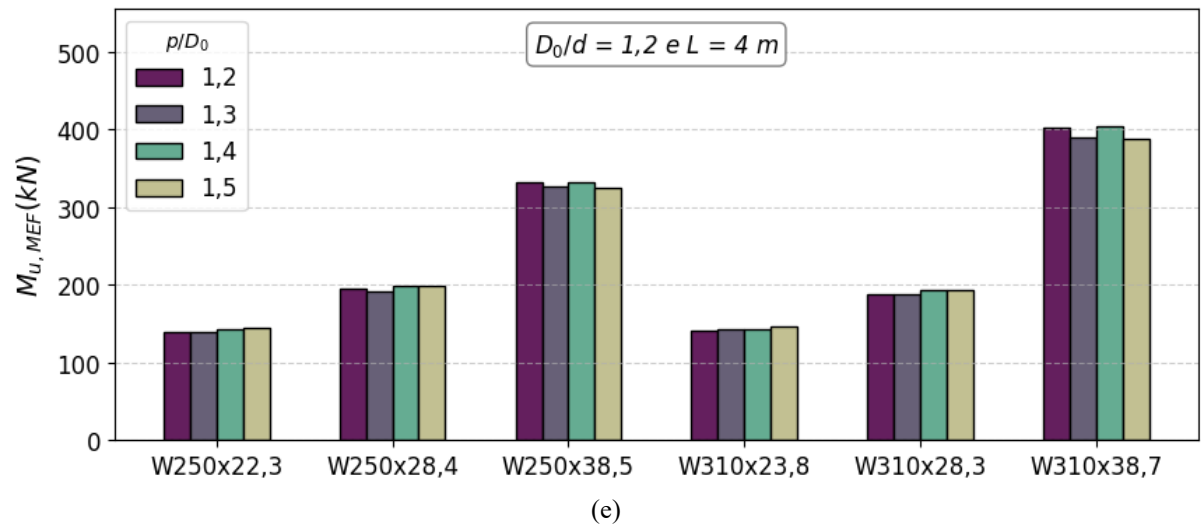
Fonte: Autor (2025)

6.2.3 Influência de p/D_0

A Figura 6.15 apresenta a variação da relação de p/D_0 em função do momento crítico elástico. Para esta relação, o seu aumento tende a acrescer o momento último resistente para os perfis W 250 x 22,3, W 250 x 28,4, nos perfis W 310 x 23,8 e W 310 x 28,3. Fato este que está possivelmente associado ao maior espaçamento no montante da alma, além da redução do número de alvéolos disponíveis no comprimento do elemento. Este padrão não é observado da mesma forma nos perfis W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7, devido a ocorrência de formação de rótulas plásticas nos montantes de alma e nos apoios.

Figura 6.15 – Influência de p/D_0 no momento último resistente





Fonte: Autor (2025)

A Tabela 6.5 apresenta a taxa de variação da relação p/D_0 referente à relação de $p/D_0 = 1,2$. Para os perfis de menor esbeltes (W 250 x 22,3, W 250 x 28,4, W 310 x 23,8 e W 310 x 28,3), foi observado uma grande influência deste parâmetro, sendo que a maior variação ocorreu no perfil W 310 x 28,3, com $p/D_0 = 1,5$, tendo um acréscimo no momento último de 9,73%. Os perfis W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7 obtiveram baixa variação média, porém elevados desvios padrão, indicando uma certa influência deste parâmetro nestes perfis.

Tabela 6.5 - Variação do momento último em função de p/D_0

Perfil		p/D_0			
		1,2	1,3	1,4	1,5
W 250 x 22,3	média (%)	0	3,39	4,77	4,70
	s (%)	0	2,56	3,21	3,55
W 250 x 28,4	média (%)	0	3,21	4,21	4,42
	s (%)	0	2,11	2,57	2,37
W 250 x 38,5	média (%)	0	1,74	2,24	1,42
	s (%)	0	2,37	3,93	3,89
W 310 x 23,8	média (%)	0	4,78	7,19	8,63
	s (%)	0	2,28	3,71	4,87
W 310 x 28,3	média (%)	0	5,06	8,13	9,73
	s (%)	0	4,44	7,02	7,38
W 310 x 38,7	média (%)	0	1,34	2,51	1,38
	s (%)	0	3,45	3,59	5,39
Média geral (%)		0	3,25	4,84	5,05

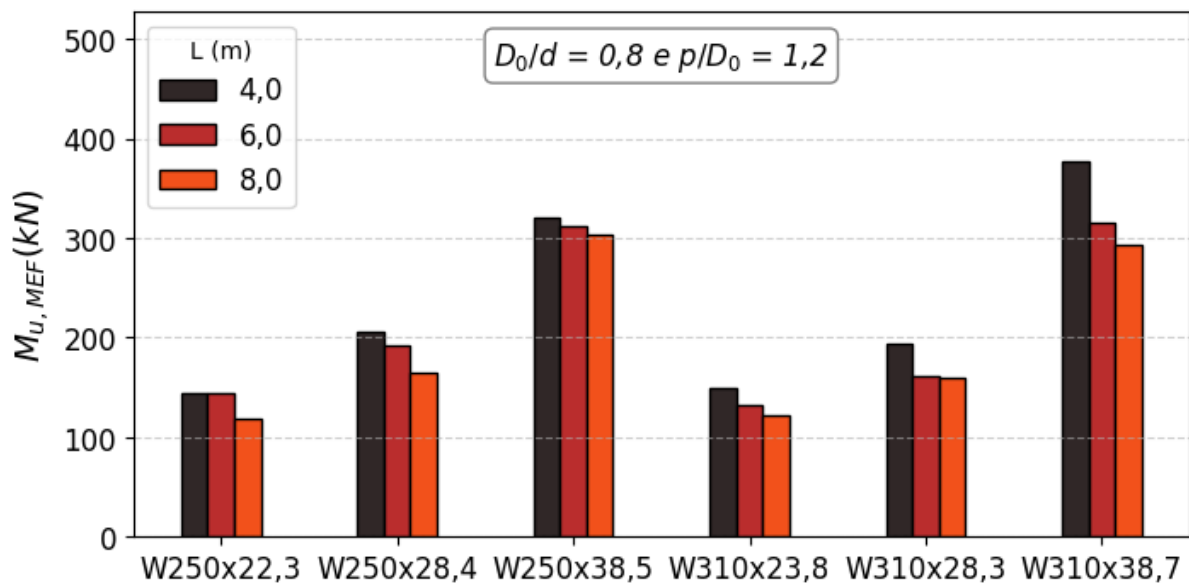
Fonte: Autor (2025)

6.2.4 Influência do comprimento (L)

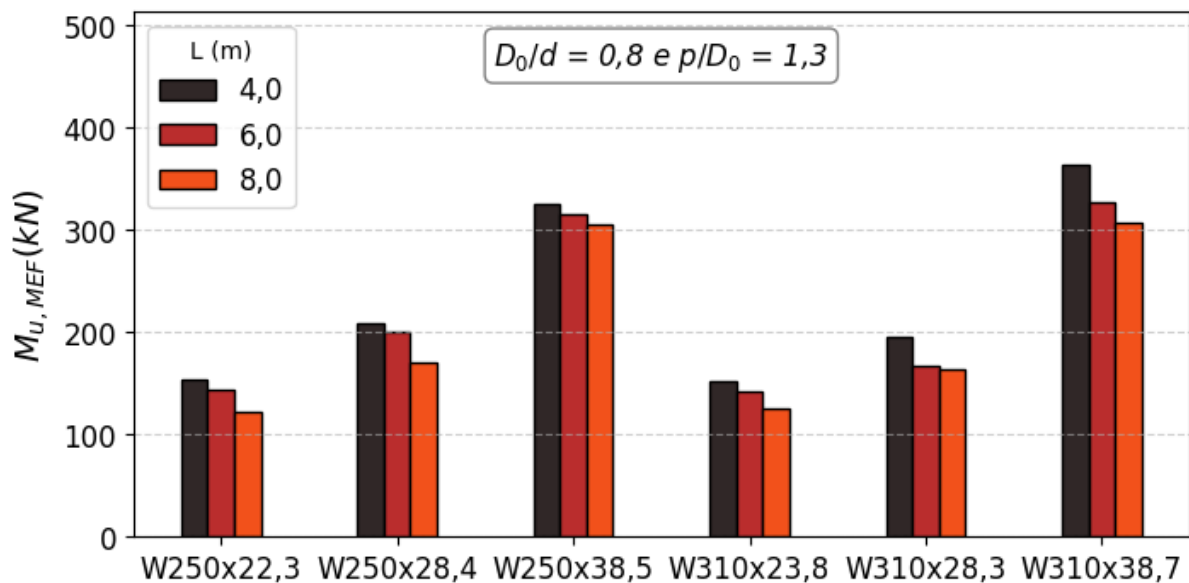
A Figura 6.16 apresenta a influência do comprimento da viga mista no momento último

resistente. Foi observado que o comprimento tem influência significativa no momento último, sendo este um dos principais fatores predominantes. A maior parte dos elementos apresentou reduções no momento último com o aumento de seus comprimentos. Este comportamento não é observado em vigas de alma cheia, como verificado por Rossi *et al.* (2020). No caso de vigas de alma cheia, o comprimento possui pouca influência, o que reforça a necessidade dos estudos acerca da resposta de vigas celulares mistas ao efeito de FLD.

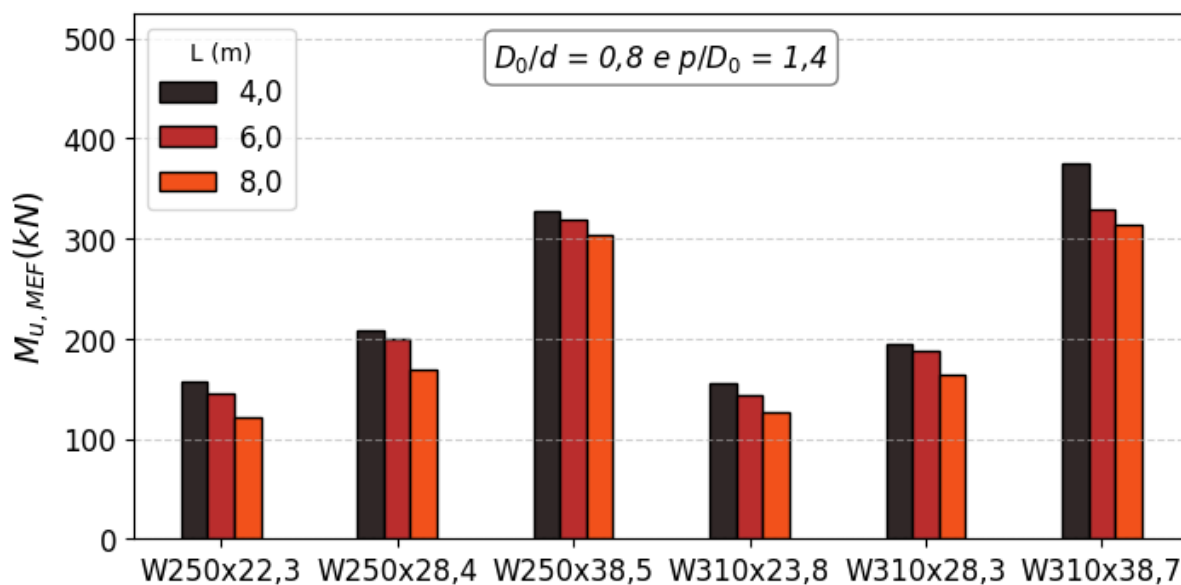
Figura 6.16 – Influência de L no momento último resistente



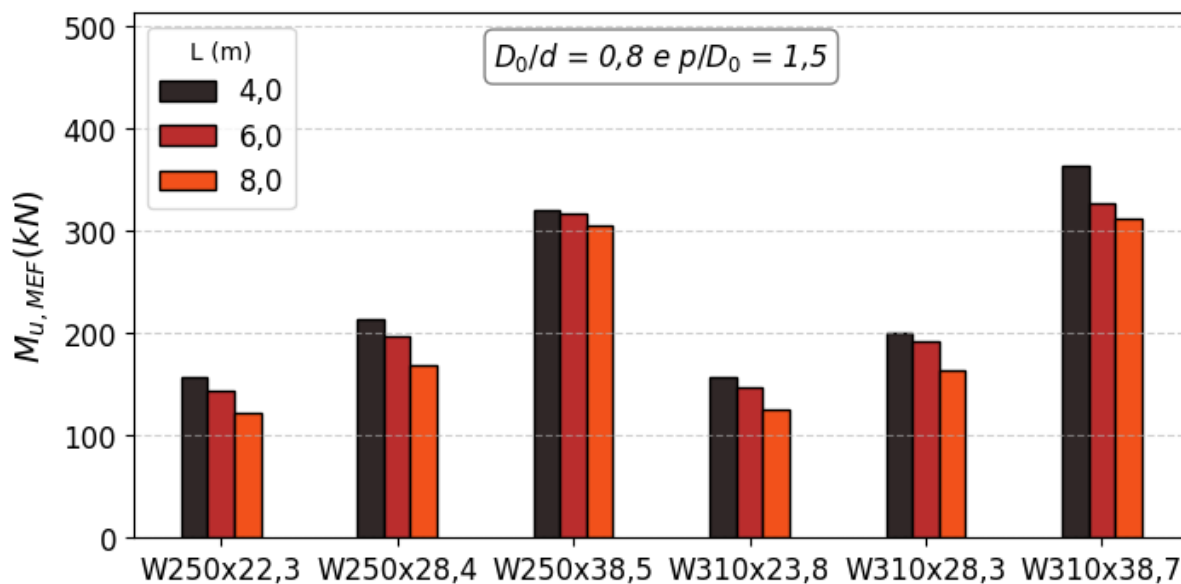
(a)



(b)



(c)



(d)

Fonte: Autor (2025)

A Tabela 6.6 mostra a taxa de variação média do momento último com o aumento de L , referente ao comprimento de 4 metros. Foi observado uma variação mais significativa nos perfis W 310 do que nos perfis W 250 para o aumento de 4 para 6 metros. Todos os perfis de 8 metros apresentaram decréscimos entre 17,80% (W 250 x 28,4) e 23,26% (W 310 x 38,7), com exceção do perfil W 250 x 38,5, que teve variação de 7,78% para o comprimento de 8 metros. De modo geral, o comprimento possui influência significativa no momento último resistente.

Tabela 6.6 - Variação do momento último em função de L

Perfil		L		
		4	6	8
W 250 x 22,3	média (%)	0	-5,25	-19,55
	s (%)	0	2,49	1,70
W 250 x 28,4	média (%)	0	-5,29	-17,80
	s (%)	0	2,54	1,75
W 250 x 38,5	média (%)	0	-5,23	-7,78
	s (%)	0	3,04	3,28
W 310 x 23,8	média (%)	0	-11,73	-18,91
	s (%)	0	4,53	1,83
W 310 x 28,3	média (%)	0	-14,02	-19,84
	s (%)	0	5,92	4,37
W 310 x 38,7	média (%)	0	-14,98	-23,26
	s (%)	0	3,07	5,27
Média geral (%)		0	-9,42	-17,86

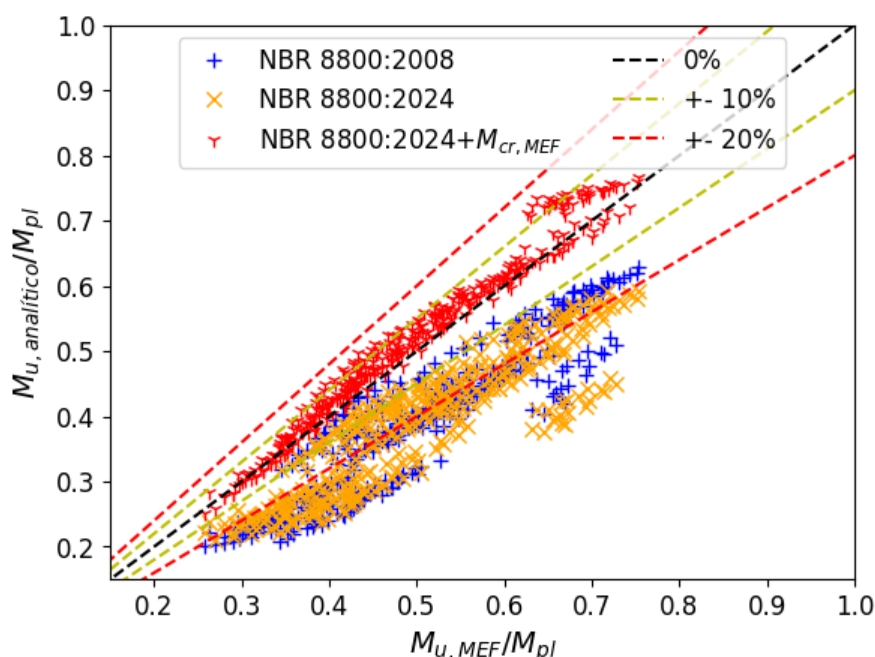
Fonte: Autor (2025)

6.2.5 Modelos analíticos para cálculo do M_u

A Figura 6.17 apresenta a relação do momento último analítico pelo momento de plastificação da seção em função da relação do momento último obtido pelo método dos elementos finitos com o momento de plastificação das normas ANBT NBR 8800:2008 e ANBT NBR 8800:2024. A nova ANBT NBR 8800:2024 permite a obtenção do momento resistente utilizando o momento crítico obtido por análise de estabilidade elástica (AEE). Sendo assim, os resultados do momento crítico obtidos por MEF foram aplicados no modelo normativo.

Foi observado que ambos os modelos puramente normativos possuem caráter conservador. Além disto, os modelos apresentaram desempenho semelhante e até próximo aos valores obtidos por MEF em alguns casos. Já quando se observa o momento último utilizando AEE, verifica-se que o modelo se torna ligeiramente otimista, o que é desfavorável à segurança. Porém este método oferece valores com erros menores que 10%, o que é benéfico do ponto de vista da precisão do cálculo.

Figura 6.17 – Comparação do M_u de modelos analíticos das normas brasileiras com obtidos por MEF



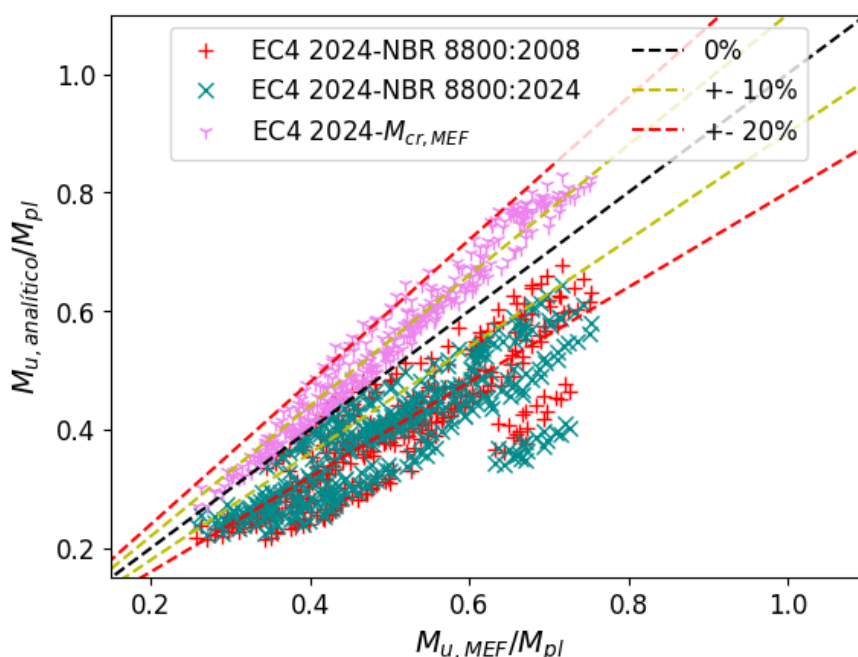
Fonte: Autor (2025)

A Figura 6.18 apresenta comparação da relação do momento último analítico com o momento último obtido por MEF para a possível nova norma europeia, a Eurocode 4 EN 1994-1-1:2024, que faz referência à nova Eurocode 3 EN 1993-1-1:2022 para cálculo do momento último à FLD. Vale ressaltar que o projeto de norma não inclui modelos para cálculo do momento crítico elástico, que é necessário para o cálculo do momento último. Sendo assim, o momento crítico utilizado foi o apresentado anteriormente, constante nas normas brasileiras ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 8800:2024 e o momento crítico obtido por MEF, visto que a norma permite a utilização de AEE para sua obtenção.

Foram observados resultados melhores do que aos encontrados utilizando a norma brasileira para modelos puramente normativos. O modelo utilizando o momento crítico da NBR 8800:2008 apresentou alguns valores de caráter otimista, porém com erro relativo menor que 10% aos obtidos por MEF. Já o modelo utilizando momento crítico da NBR 8800:2024 apresentou valores conservadores em todos os casos, porém se aproximou mais dos resultados obtidos por MEF de modo geral.

Quando se observa o resultado com AEE, verifica-se um caráter ainda mais otimista que a norma brasileira, o que o torna desfavorável à segurança.

Figura 6.18 – Comparação do M_u de modelos analíticos da Eurocode 4 com obtidos por MEF



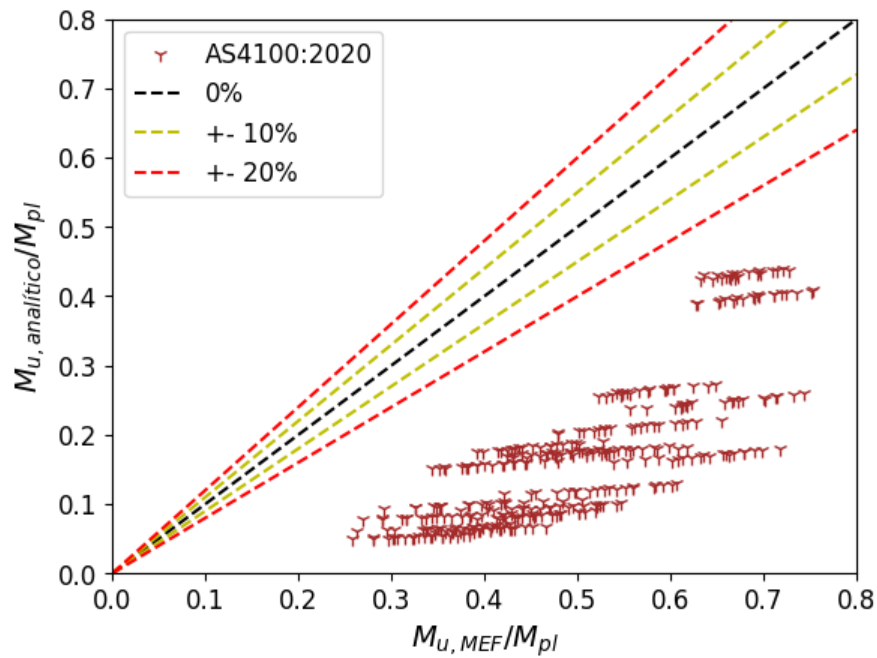
Fonte: Autor (2025)

A Figura 6.27 apresenta comparação da relação do momento último analítico com o momento último obtido por MEF para a norma australiana AS4100:2020. Em todos os casos, a norma australiana apresentou desempenho muito baixo, com erros sempre maiores que 20%, com tendência conservadora. Dentre as normas analisadas, esta foi a que apresentou pior desempenho no cálculo de momento último.

A Figura 6.20 apresenta a comparação do momento último analítico com o momento último obtido por MEF, utilizando a rigidez à flexão da alma do perfil (k_2) por Müller *et al.* (2006). Para aplicação do novo coeficiente, foram utilizadas as normas ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 8800:2024 e o projeto da Eurocode 4 EN 1994-1-1:2024.

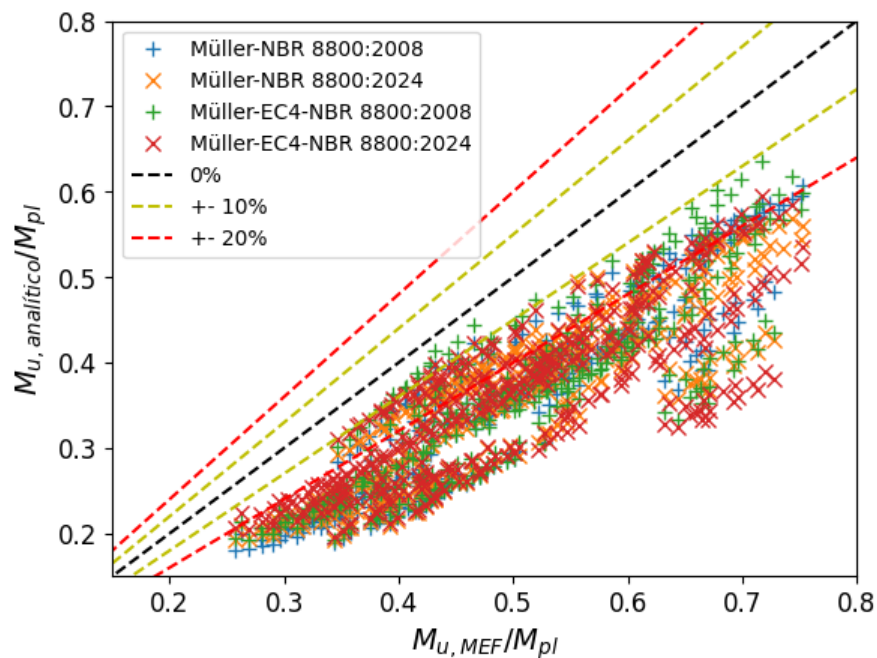
Foi verificado que o coeficiente de redução de Müller *et al.* (2006) aumenta o erro envolvido nos modelos analíticos normativos, tornando-os ainda mais conservadores. Porém vale ressaltar que este coeficiente aumenta a segurança quando se utiliza sua combinação com a Eurocode 4 e o momento crítico presente na NBR 8800:2008, onde anteriormente se tinha alguns valores de caráter otimista (Figura 6.18).

Figura 6.19 – Comparação do M_u de modelos analíticos da AS4100:2020 com obtidos por MEF



Fonte: Autor (2025)

Figura 6.20 – Comparação do M_r de modelos de redução de k_2 de Müller *et al.* (2006) com obtidos por MEF

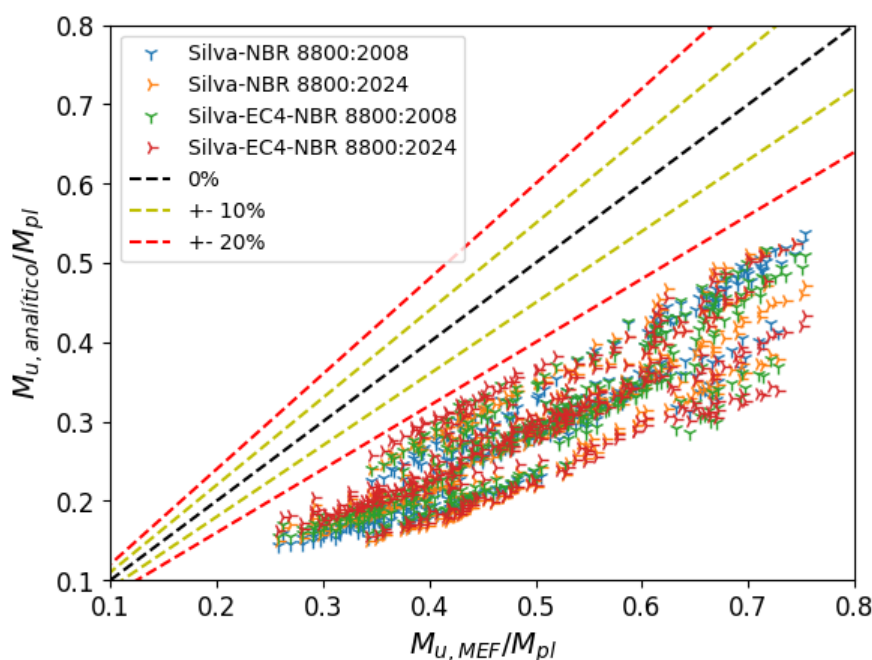


Fonte: Autor (2025)

A Figura 6.21 apresenta a comparação do momento crítico analítico com o momento crítico obtido por MEF, utilizando a rigidez à flexão da alma do perfil (k_2) por Silva *et al.*

(2019), utilizando as normas brasileiras ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 8800:2024 e o projeto da Eurocode 4 EN 1994-1-1:2024. Foi observado que este coeficiente de Silva *et al.* (2019) aumenta consideravelmente o erro dos modelos analíticos, ainda mais que o modelo de Müller *et al.* (2006), o que tornou os resultados extremamente conservadores e com grandes erros.

Figura 6.21 – Comparação do M_r de modelos de redução de k_2 de Silva *et al.* (2019) com obtidos por MEF

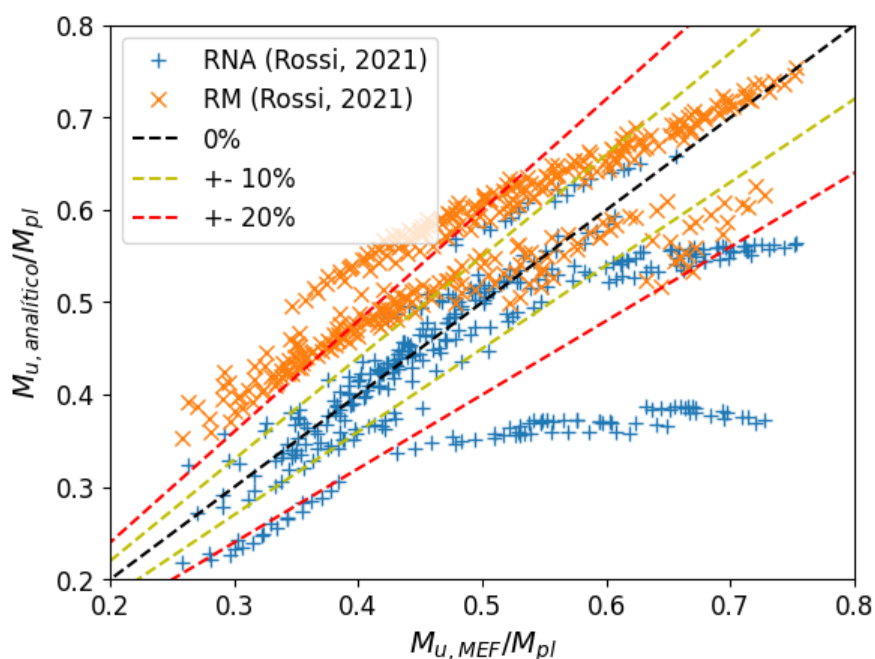


Fonte: Autor (2025)

A Figura 6.22 apresenta a comparação do momento último obtido através da extrapolação da equação confeccionada com redes neurais artificiais (RNA) e regressão múltipla (RM) por Rossi (2021) e o momento último obtido por MEF. Apesar de ser uma extrapolação que não se encaixa nos intervalos de dados utilizados pelos autores, o modelo proposto para redes neurais ofereceu boa adequação aos resultados obtidos por MEF visto que grande parte se encontra com erro relativo menor que 20%. Porém, vale ressaltar que alguns resultados foram desfavoráveis à segurança. Sendo assim, para aplicação desta equação para os modelos propostos neste estudo, deve-se considerar a aplicação de coeficientes de segurança.

Com relação à equação obtida por RM, esta obteve grande parte dos valores com erro menor que 20%, porém possui caráter otimista, o que pode ser desfavorável à segurança. Este fato pode ser amenizado com a aplicação de coeficientes de redução, fazendo com que os valores analíticos se aproximem ainda mais dos obtidos por MEF.

Figura 6.22 – Comparação do M_r de modelos de RNA e regressão de Rossi (2021) com obtidos por MEF



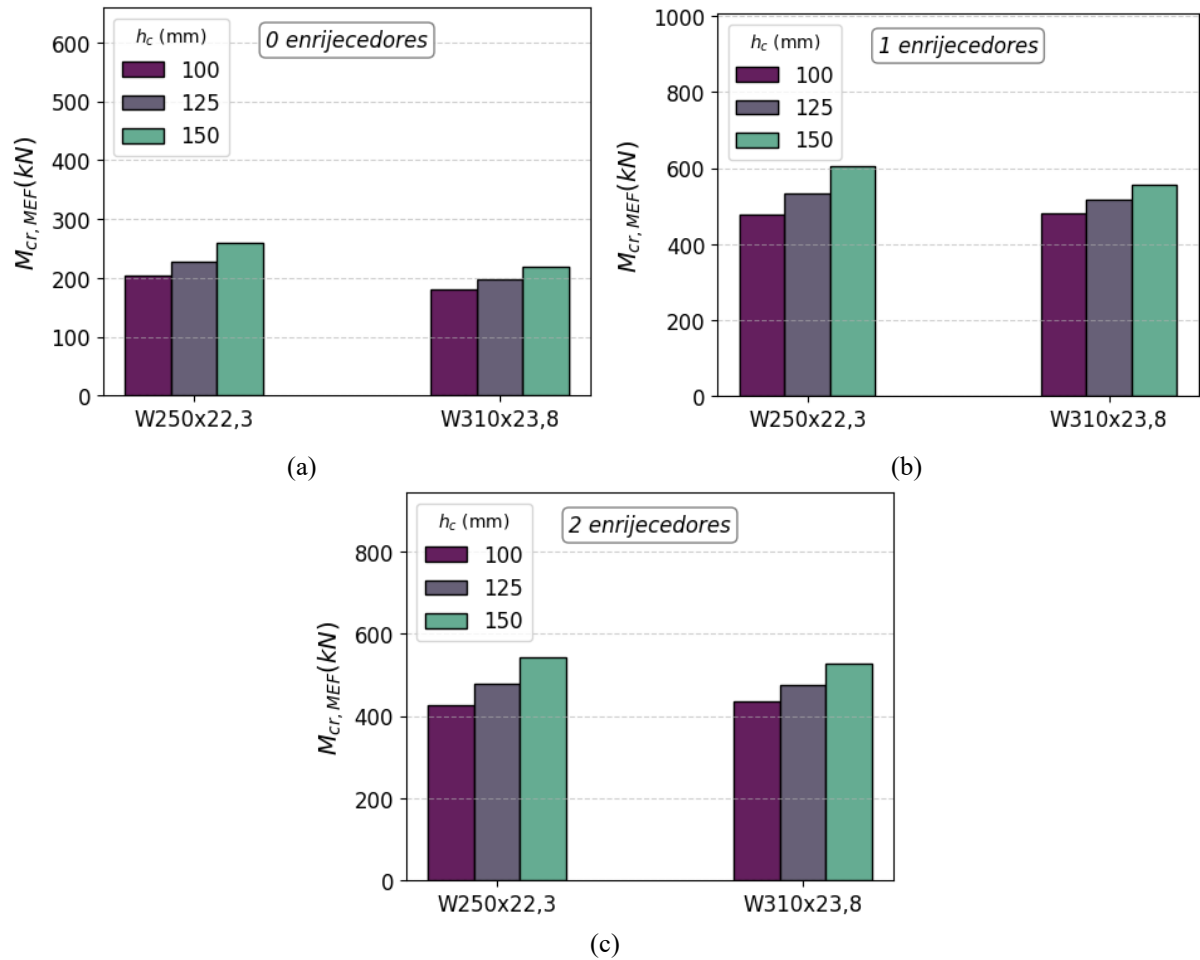
Fonte: Autor (2025)

6.3 ETAPA 2: MOMENTO CRÍTICO ELÁSTICO

Para as análises de momento crítico elástico da etapa 2 foi-se considerado apenas a variação da espessura da laje (h_c) e do número de enrijecedores entre os apoios, visto que a tensão de escoamento do aço não exerce influência no momento crítico elástico. De modo geral, o aumento da espessura da laje promove acréscimo de momento crítico. O posicionamento de apenas um enrijecedor no meio do vão se demonstrou mais benéfico do que o posicionamento de um a cada 1/3 de vão ou nenhum enrijecedor.

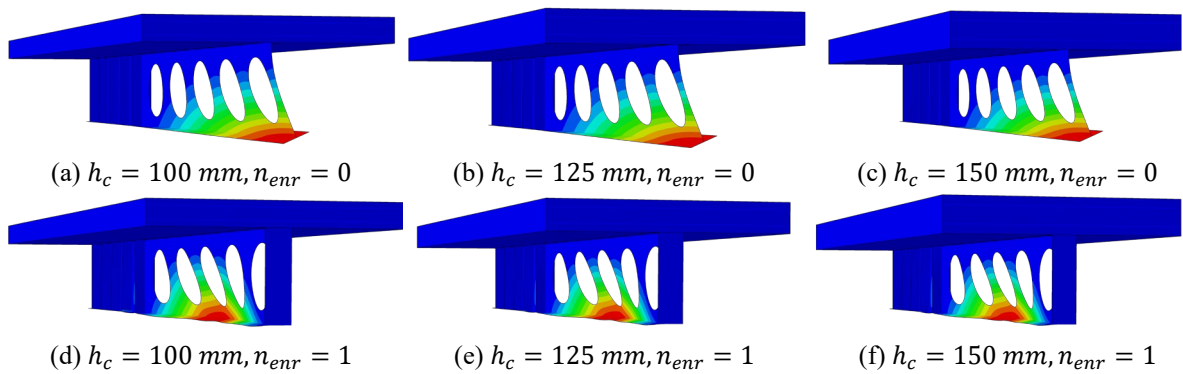
6.3.1 Influência da espessura da laje (h_c)

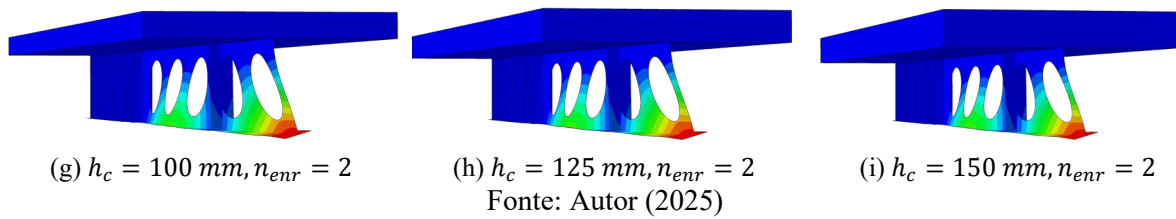
A Figura 6.23 apresenta a variação do momento crítico em função da espessura da laje. Observou-se que o aumento de espessura da laje promove um aumento significativo no momento crítico elástico. Além disso, no intervalo analisado possui uma tendência de aumento linear.

Figura 6.23 – Influência de h_c no momento crítico elástico

Fonte: Autor (2025)

A Figura 6.24 expõe as figuras deformadas das vigas com perfil W 250 x 22,3 analisados na segunda etapa do estudo paramétrico. Não foi observada diferenças significativas com o aumento da espessura da laje, sendo que em todos os casos houve predominância de ocorrência de FLD.

Figura 6.24 – Deformadas do perfil W 250 x 22,3 em análise elástica



A Figura 6.25 apresenta as figuras deformadas para as vigas com perfil W 310 x 23,8. Para este perfil também não foi observado diferenças significativas com o aumento da espessura da laje nas deformadas das vigas mistas. Os elementos com enrijecedor no meio do vão apresentaram flambagem na alma na região anterior ao apoio, efeito este que foi intensificado com o aumento de h_c , como mostra a Figura 6.26.

Figura 6.25 – Deformadas do perfil W 310 x 23,8 em análise elástica

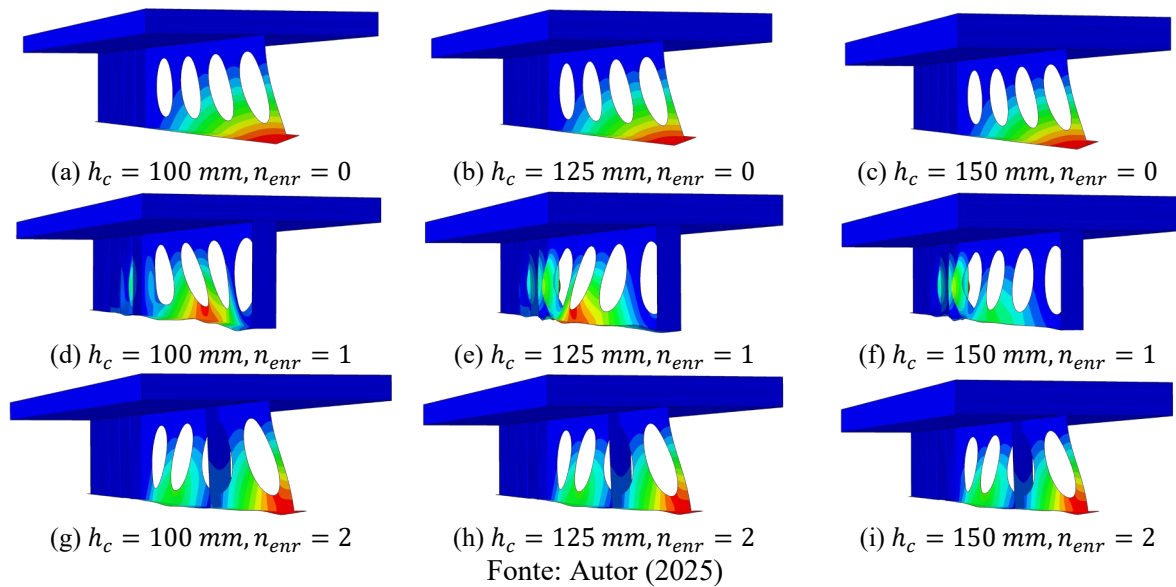
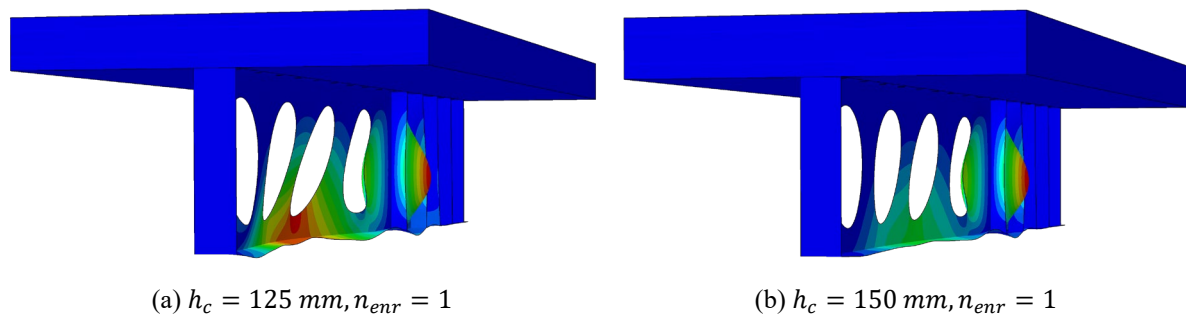


Figura 6.26 – Instabilidades locais derivadas do aumento da espessura da laje no perfil W 310 x 23,8 em análise elástica



A apresenta a taxa de variação do momento crítico em função do aumento de h_c , tendo como referência os perfis com $h_c = 100 \text{ mm}$. Através da observação da taxa de variação fica

nítido um aumento significativo no momento crítico elástico com o aumento da espessura da laje, sendo que o elemento com maior aumento foi o perfil W 250 x 22,3, com um acréscimo de 27,12% para lajes com 150 mm de espessura. Além disso, a taxa de variação média apresentou baixo desvio padrão, o que implica que o valor real para cada elemento é próximo da média.

Tabela 6.7 - Variação do momento crítico em função de h_c

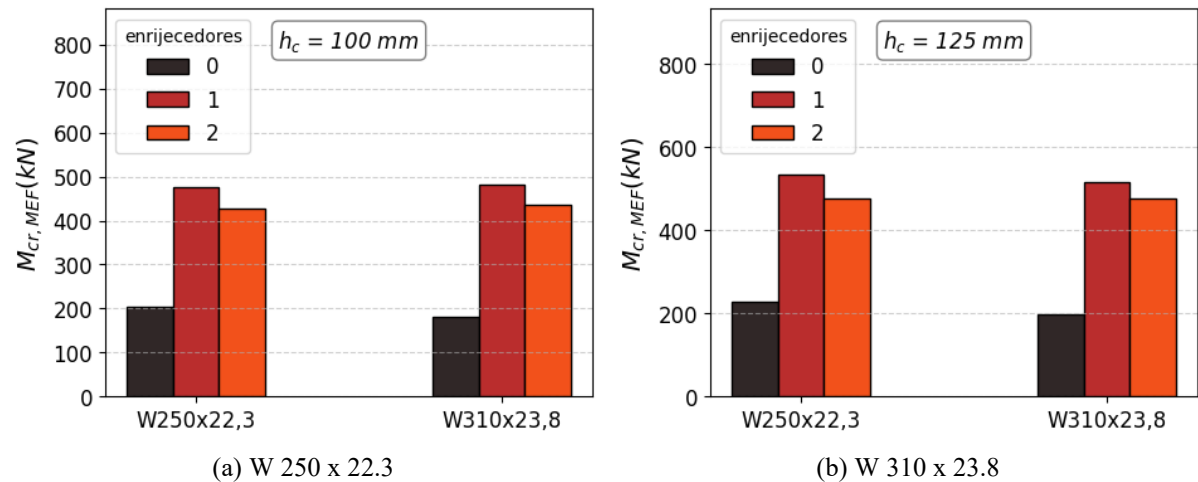
Perfil		h_c (mm)		
		100	125	150
W 250 x 22,3	média (%)	0	11,77	27,12
	s (%)	0	0,08	0,14
W 310 x 23,8	média (%)	0	8,49	19,05
	s (%)	0	0,99	2,98
Média geral (%)		0	10,13	23,09

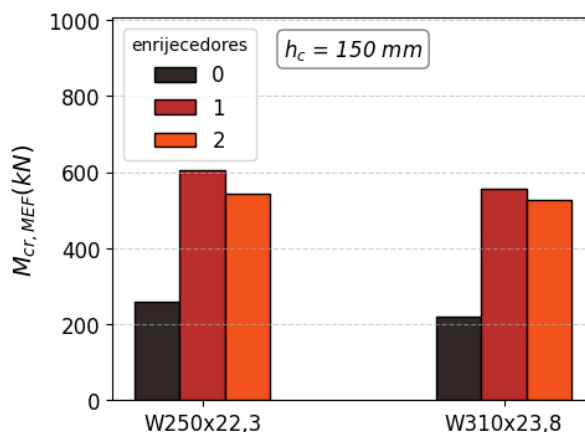
Fonte: Autor (2025)

6.3.2 Influência da adição de enrijecedores entre apoios

A Figura 6.27 apresenta a influência da adição de enrijecedores entre apoios no momento crítico elástico. As figuras mostram que a adição de um enrijecedor no meio do vão foi a situação mais benéfica, sendo que se apresentou um aumento muito expressivo entre nenhum e um enrijecedor no meio do vão. Já adicionando um enrijecedor a cada 1/3 do vão, totalizando 2 enrijecedores, o aumento foi menor do que em relação à apenas um enrijecedor no meio.

Figura 6.27 – Influência do número de enrijecedores entre apoios





Fonte: Autor (2025)

A diferença principal percebida foi o número de semiondas que surgiram na figura deformada. Com nenhum enrijecedor, apareceu uma semionda (Figura 6.24a - Figura 6.24c, Figura 6.25a - Figura 6.25c), com um enrijecedor no meio do vão apareceram duas semiondas (Figura 6.24d - Figura 6.24f, Figura 6.25d - Figura 6.25f) e com dois enrijecedores, um a cada 1/3 do vão, apareceram três semiondas (Figura 6.24g - Figura 6.24i, Figura 6.25g - Figura 6.25i).

O número de enrijecedores influenciou também no modo de falha. Para ambos perfis analisados, com a adição de um e dois enrijecedores, houve a ocorrência de flambagem local da mesa inferior (FLMI) (Figura 6.24d - Figura 6.24i, Figura 6.25d - Figura 6.25i). Este efeito foi ainda mais significativo para vigas com perfil W 310 x 23,8. Para perfis W 310 x 23,8, com um enrijecedor no meio do vão, ocorreu em conjunto com FLD e FLMI, a flambagem local na alma na região anterior ao apoio (Figura 6.25d - Figura 6.25f, Figura 6.26), o que demonstra a maior capacidade destes elementos em absorver carga, visto que este fenômeno não está presente nos outros casos do mesmo perfil.

A Tabela 6.8 apresenta a taxa de variação média do momento crítico em função do número de enrijecedores entre os apoios, com referência à zero enrijecedores. Desta forma é possível observar de forma numérica que o posicionamento de um enrijecedor no meio do vão oferece o acréscimo mais expressivo no momento crítico elástico, tendo maior taxa no perfil W 310 x 23,8, com um aumento de 160,33%. Além disso, os elementos apresentaram baixo desvio padrão, sendo assim, todos os elementos analisados encontram-se próximos à média.

Tabela 6.8 - Variação do momento crítico em função do n° de enrijecedores

Perfil		n° de enrijecedores		
		0	1	2
W 250 x 22,3	média (%)	0	133,6	108,85
	s (%)	0	0,16	0,23
W 310 x 23,8	média (%)	0	160,33	140,35
	s (%)	0	5,82	0,16
Média geral (%)		0	146,97	124,60

Fonte: Autor (2025)

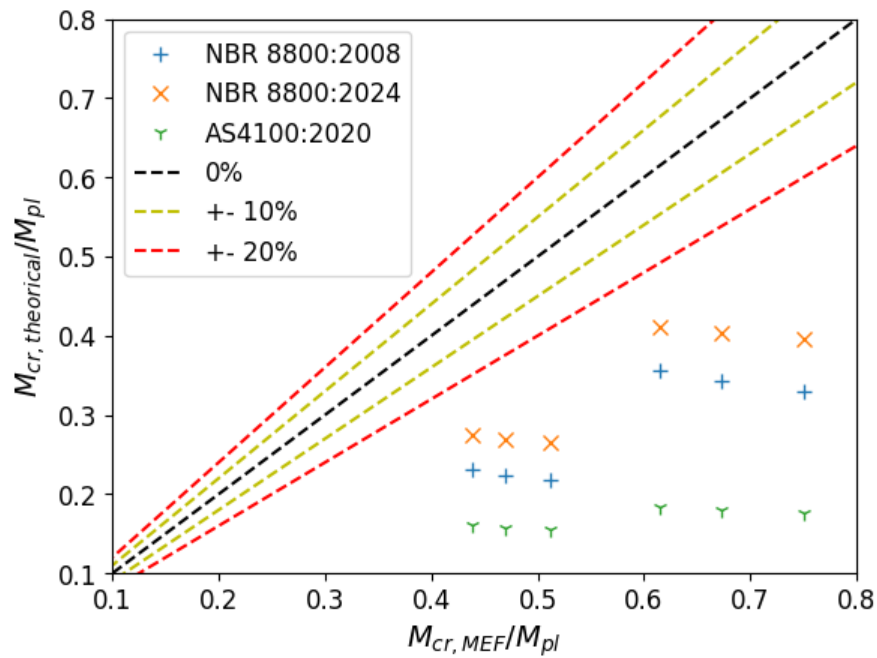
6.3.3 Modelos analíticos para cálculo do M_{cr}

Para comparação com modelos analíticos de momento crítico elástico, foram utilizados apenas os elementos sem enrijecedor no meio do vão, visto que os modelos normativos não preveem a aplicação de enrijecedores para o cálculo de FLD.

A Figura 6.28 apresenta a relação do momento crítico analítico pelo momento de plastificação da seção em função da relação do momento crítico obtido pelo método dos elementos finitos com o momento de plastificação, considerando apenas os procedimentos normativos. Assim como para a etapa anterior, os modelos normativos são muito conservadores acerca do momento crítico elástico, oferecendo valores muito abaixo dos obtidos por MEF. Para este caso, a norma com melhor desempenho foi a ABNT NBR 8800:2024, enquanto a norma com pior desempenho foi a AS4100:2020.

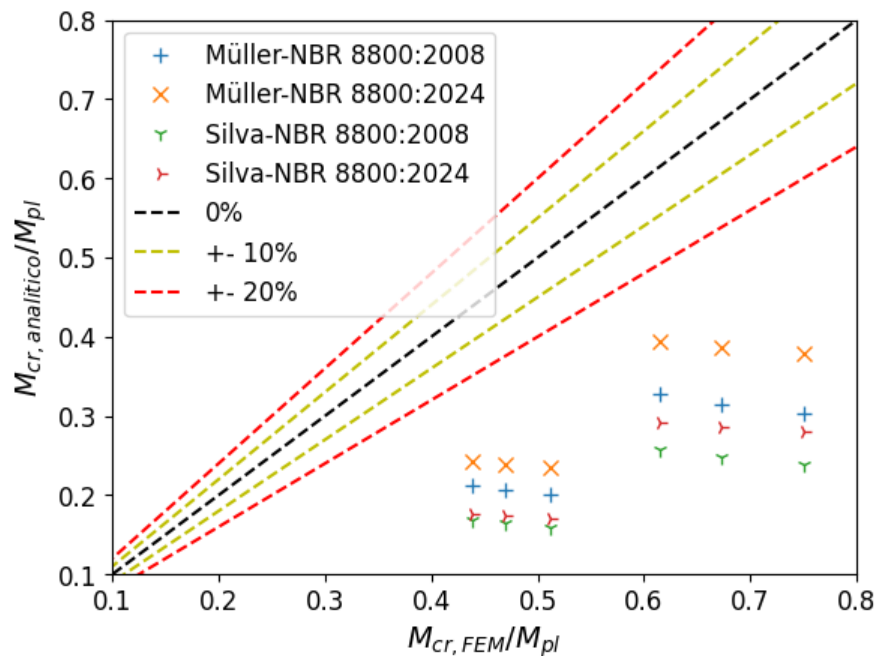
A Figura 6.29 apresenta a comparação do momento crítico analítico com o momento crítico obtido por MEF, utilizando os parâmetros de correção para rigidez à flexão da alma do perfil (k_2) por Müller *et al.* (2006) e Silva *et al.* (2019). O modelo de Müller *et al.* (2006) ofereceu pouca variação em relação ao modelo sem redução, enquanto que o modelo de Silva *et al.* (2019) aumentou consideravelmente o erro relativo do modelo analítico em relação ao modelo numérico.

Figura 6.28 – Comparação do M_{cr} de modelos analíticos normativos com obtidos por MEF



Fonte: Autor (2025)

Figura 6.29 – Comparação do M_{cr} de modelos de redução de k_2 com obtidos por MEF



Fonte: Autor (2025)

6.4 ETAPA 2: ANÁLISE NÃO LINEAR

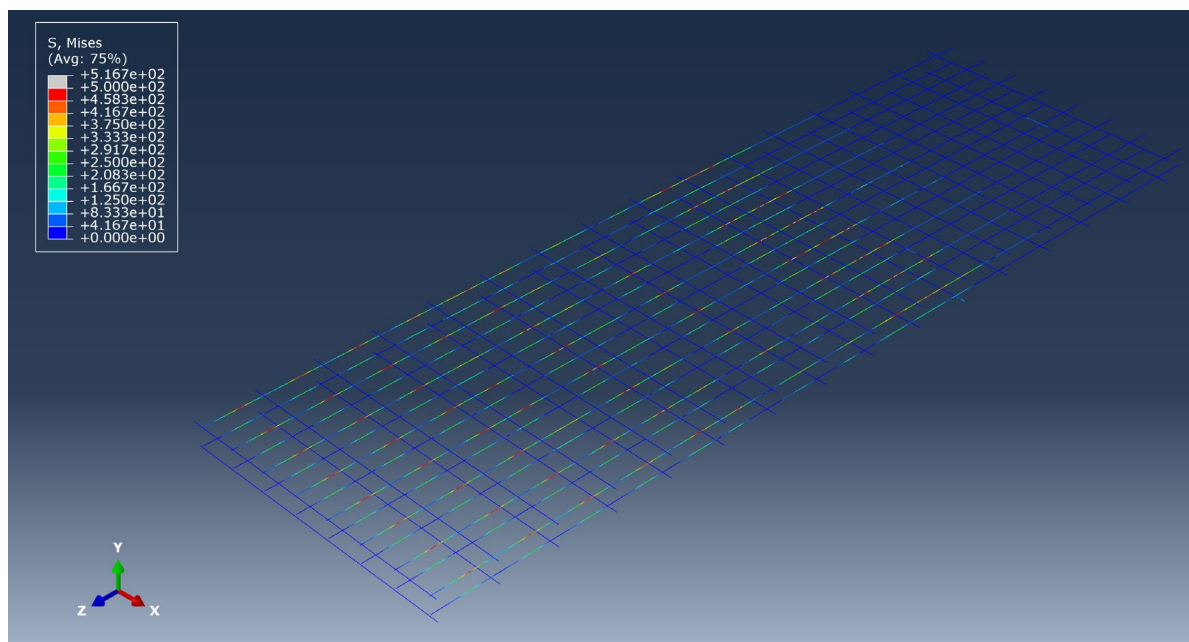
Por meio da análise não linear, foi possível acompanhar o comportamento de cada

elemento da viga mista à medida que a carga aplicada evoluía, além de identificar a influência de diferentes parâmetros na capacidade última de resistência. Nesse contexto, foram consideradas as tensões residuais, as imperfeições geométricas e os modelos constitutivos dos materiais utilizados.

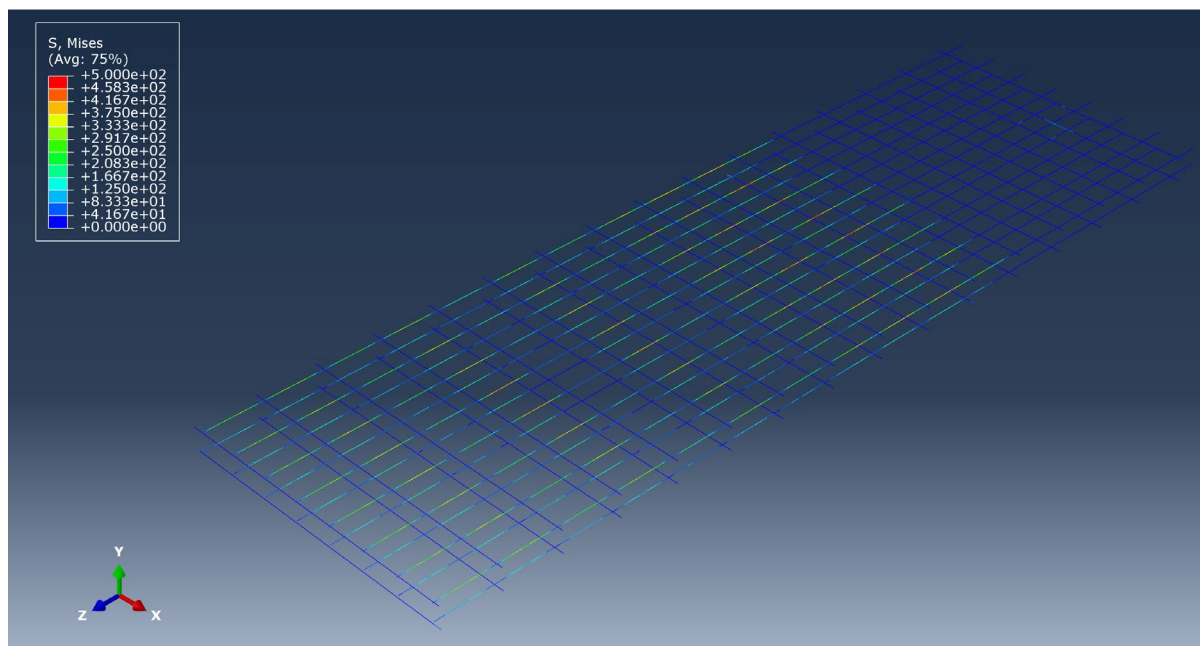
6.4.1 Análise das armaduras e conectores

Com relação às armaduras, em nenhum dos casos houve plastificação total. O caso com que mais solicitou as armaduras foi o elemento com perfil W 250 x 22,3, com $f_y = 1073$ MPa, $h_c = 150$ mm e um enrijecedor no meio do vão, como mostra a. Neste elemento foi observada a plastificação apenas das barras longitudinais superiores e em diferentes pontos ao longo de seu comprimento. O mesmo não é verdade para o perfil W 310 x 23,8, onde nenhum elemento chegou ao ponto de plastificação das armaduras, como mostra a, onde é apresentada as armaduras para o elemento onde se solicitou das armaduras ($f_y = 1073$ MPa, $h_c = 150$ mm e um enrijecedor no meio do vão). Isto implica que a resistência das armaduras não foi um fator predominante para verificação do momento último resistente.

Figura 6.30 – Tensões (S) das armaduras



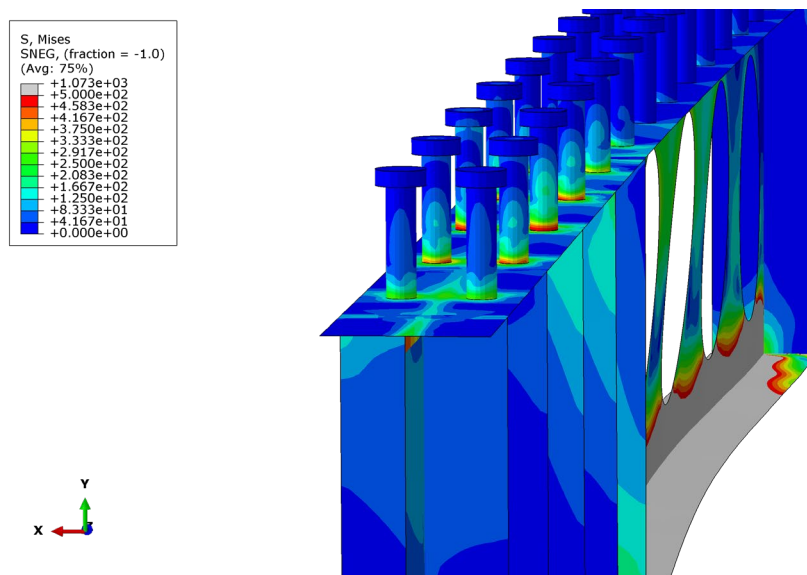
(a) W 250 x 22,3, $f_y = 1073$ MPa, $h_c = 150$ mm e 1 enrijecedor



(b) W 310 x 23,8, $f_y = 1073$ MPa, $h_c = 150$ mm e 1 enrijecedor
Fonte: Autor (2025)

Quanto aos conectores, não foi identificada a ruptura de todos eles em nenhum caso, o que permitiu uma análise isolada da instabilidade do perfil celular. Além disso, observou-se que os conectores foram mais solicitados nos elementos com seção transversal W 250 $\times$ 22,3, onde alguns se aproximaram do escoamento na região da solda, como mostra a Figura 6.31.

Figura 6.31 – Tensões dos conectores do perfil W 250 x 22,3, com $f_y = 1073$ MPa, $h_c = 150$ mm e um enrijecedor

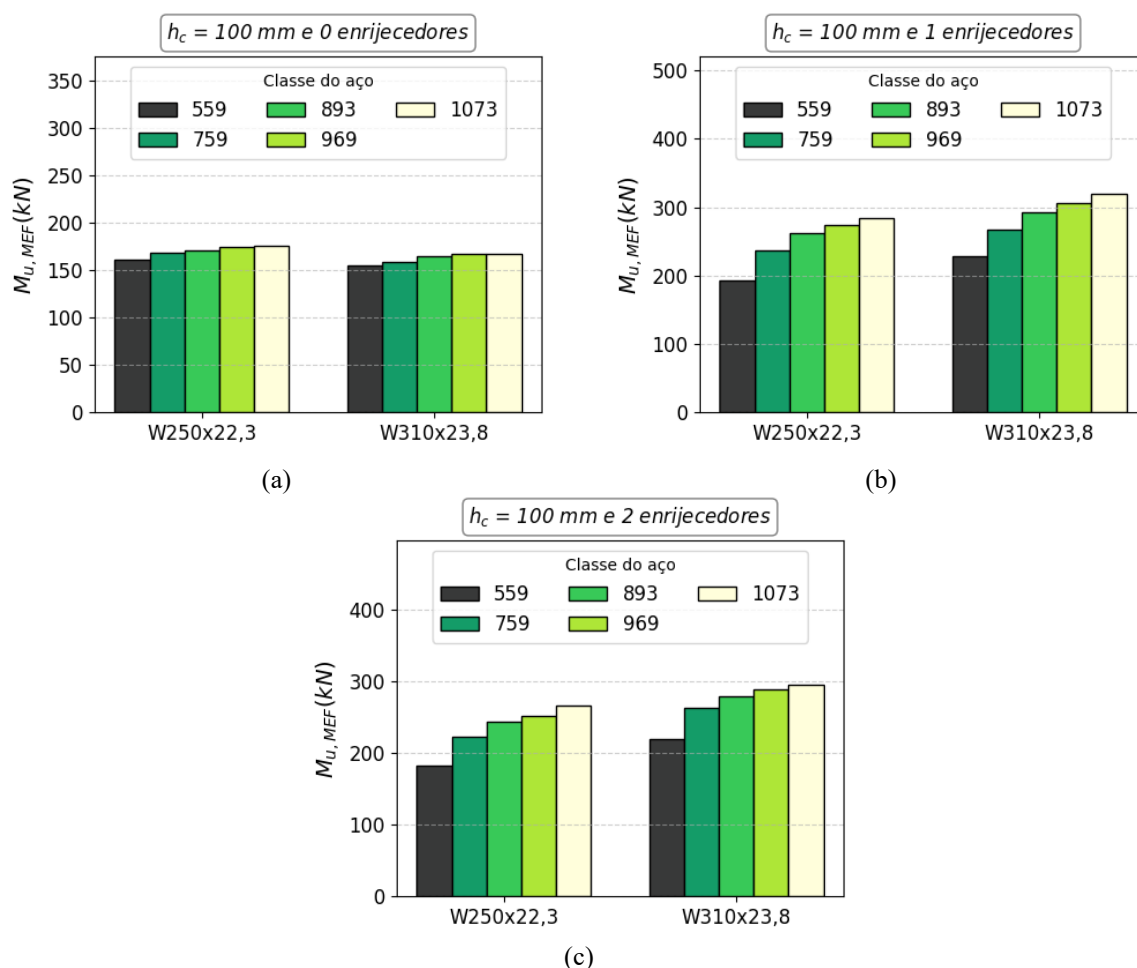


Fonte: Autor (2025)

6.4.2 Influência da tensão de escoamento do perfil metálico (f_y)

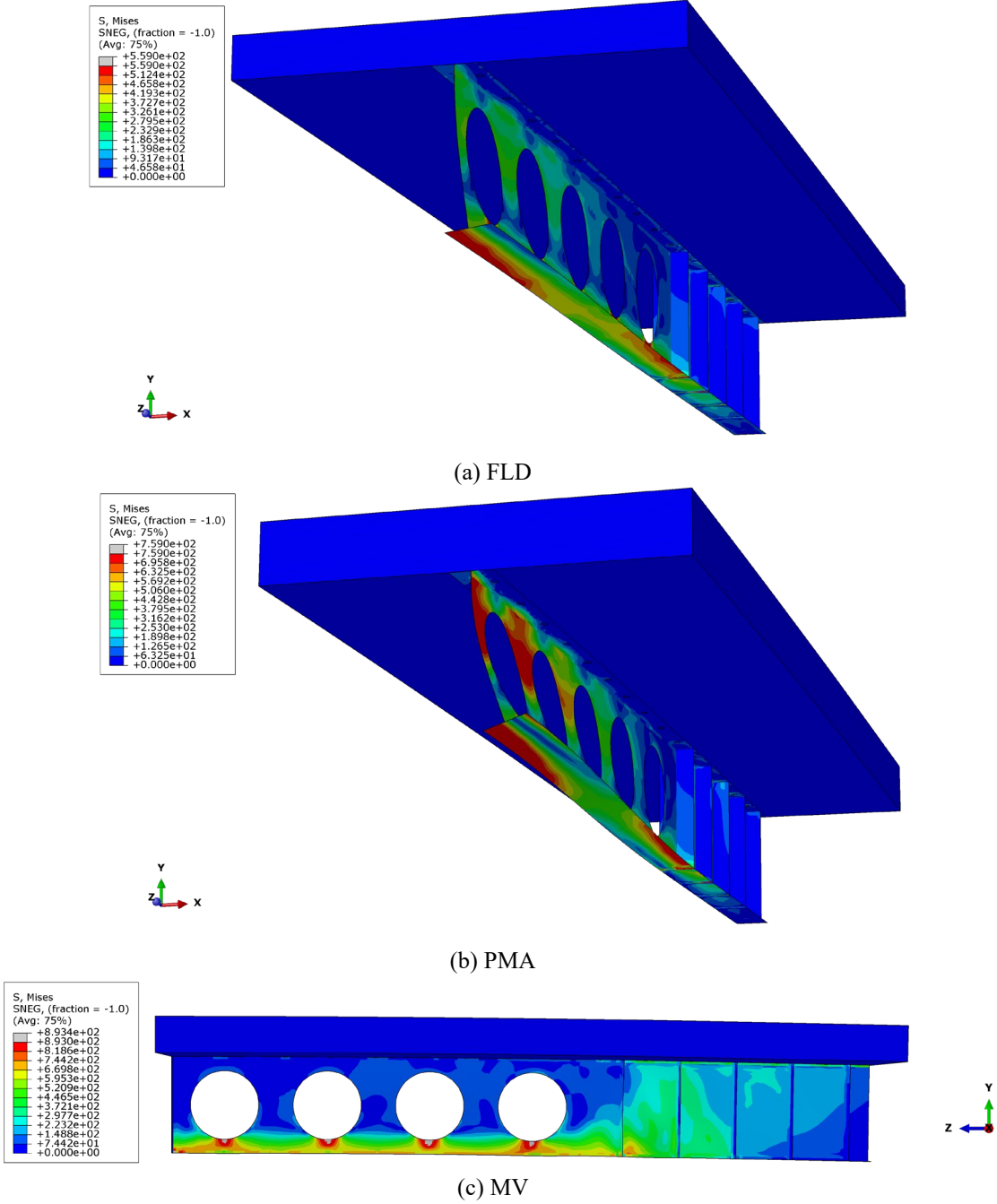
A Figura 6.32 apresenta a variação do momento último, obtido por análise não linear, em função da tensão de escoamento do aço do perfil metálico. A tensão de escoamento possui menor influência nos perfis sem enrijecedor entre apoios. Estes são perfis cujo modo de falha predominante é o FLD, sendo assim, estes perfis atingem sua capacidade resistente antes mesmo de atingir a plastificação do perfil metálico. Já os outros perfis estão sujeitos a fenômenos de instabilidades locais ocorrendo em conjunto com FLD (Figura 6.33), como a plastificação do montante da alma (PMA) (Figura 6.33b), mecanismo de Vierendeel (MV) (Figura 6.33c) e plastificação da mesa inferior (PMI) (Figura 6.33d). Nestes casos, a tensão de escoamento do aço agrega muita resistência ao elemento estrutural.

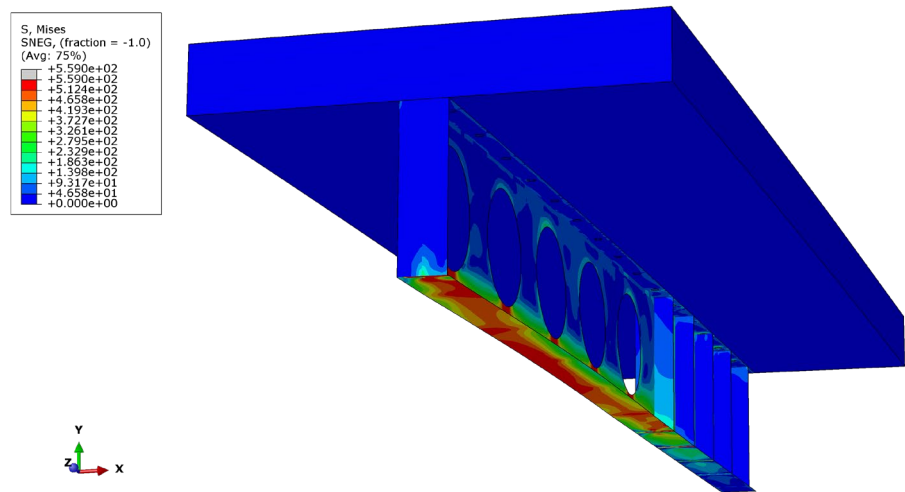
Figura 6.32 – Influência de f_y no momento último



Fonte: Autor (2025)

Figura 6.33 – Mecanismos de falha encontrados nas análises não lineares





(d) PMI
Fonte: Autor (2025)

A Tabela 6.9 apresenta a taxa de variação média do momento último em função da classe do aço do perfil, tendo como referência o aço S550. De modo geral, foi observado um aumento significativo com o aumento da resistência dos aços. Porém vale ressaltar que este parâmetro apresenta elevados desvios padrão, o que implica grande variação a depender dos elementos constituintes da viga mista. Como visto anteriormente, a classe do aço possui maior influência quando se observa a plastificação do elemento e menor influência quando se observa puramente FLD. O perfil com maior acréscimo de resistência foi o W 250 x 22,3, com aço de classe S1100, tendo aumento de 34,44% no momento último resistente.

Tabela 6.9 - Variação do momento último em função da classe do aço do perfil

Perfil		Classe do aço				
		S550	S690	S890	S960	S1100
W 250 x 22,3	média (%)	0	16,20	25,52	29,25	34,44
	s (%)	0	7,80	12,31	14,23	17,33
W 310 x 23,8	média (%)	0	14,14	21,40	25,01	28,92
	s (%)	0	5,81	8,24	9,93	11,00
Média geral (%)		0	15,17	23,46	27,13	31,68

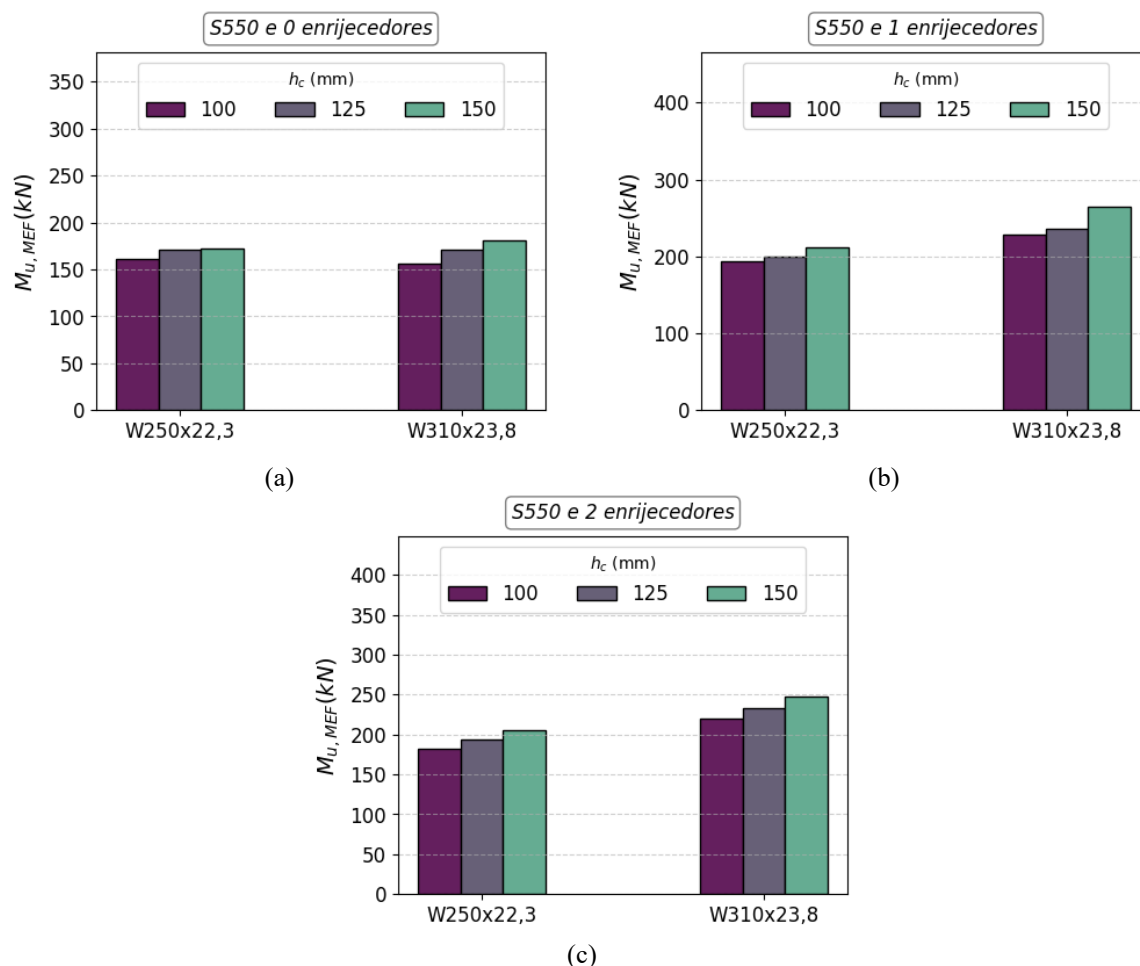
Fonte: Autor (2025)

6.4.3 Influência da espessura da laje (h_c)

A Figura 6.34 mostra a variação do momento último em função da espessura da laje de concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço com agregados reciclados (CADRFA-AR). Verificou-se que o aumento da espessura da laje fornece um leve acréscimo à capacidade resistente quando se aumenta de 100 mm para 125 mm de espessura. A variação de 125 mm para 150 mm de espessura fornece um acréscimo um pouco mais acentuado. Os

elementos que mais obtiveram benefício com o aumento dessa espessura foram os perfis W 310 x 23,8, sem enrijecedor no meio do vão, perfis estes que são mais esbeltos e mais susceptíveis à FLD (Figura 6.35).

Figura 6.34 – Influência de h_c no momento último



Fonte: Autor (2025)

O aumento da espessura garante ao perfil maior resistência devido ao reposicionamento das armaduras, elevando sua distância até o centroide da seção mista, além de proporcionar maior resistência à tração pela seção de CADRFA-AR, onde as fibras puderam contribuir para agregação de resistência e redistribuição de tensões, promovendo uma distribuição da abertura de fissuras. A Figura 6.36 apresenta o dano a tração (DAMAGET) para a laje de três elementos analisados. Foi observado que o aumento da espessura da laje promove a ocorrência de menores quantidades de fissuras devido ao reposicionamento da linha neutra. Além disso, foi verificado que as fissuras possuem menores profundidades nas lajes mais espessas (Figura 6.36c).

Figura 6.35 – Deformadas do perfil W 310 x 23,8, aço S550, sem enrijecedores entre apoios

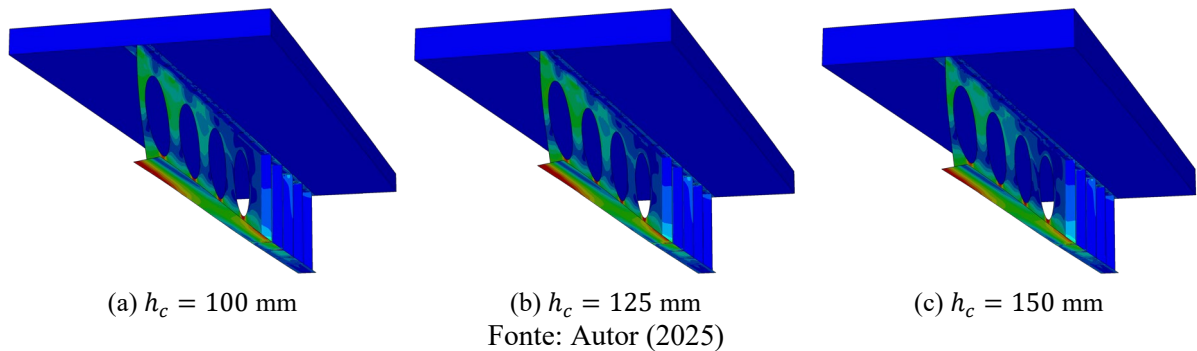
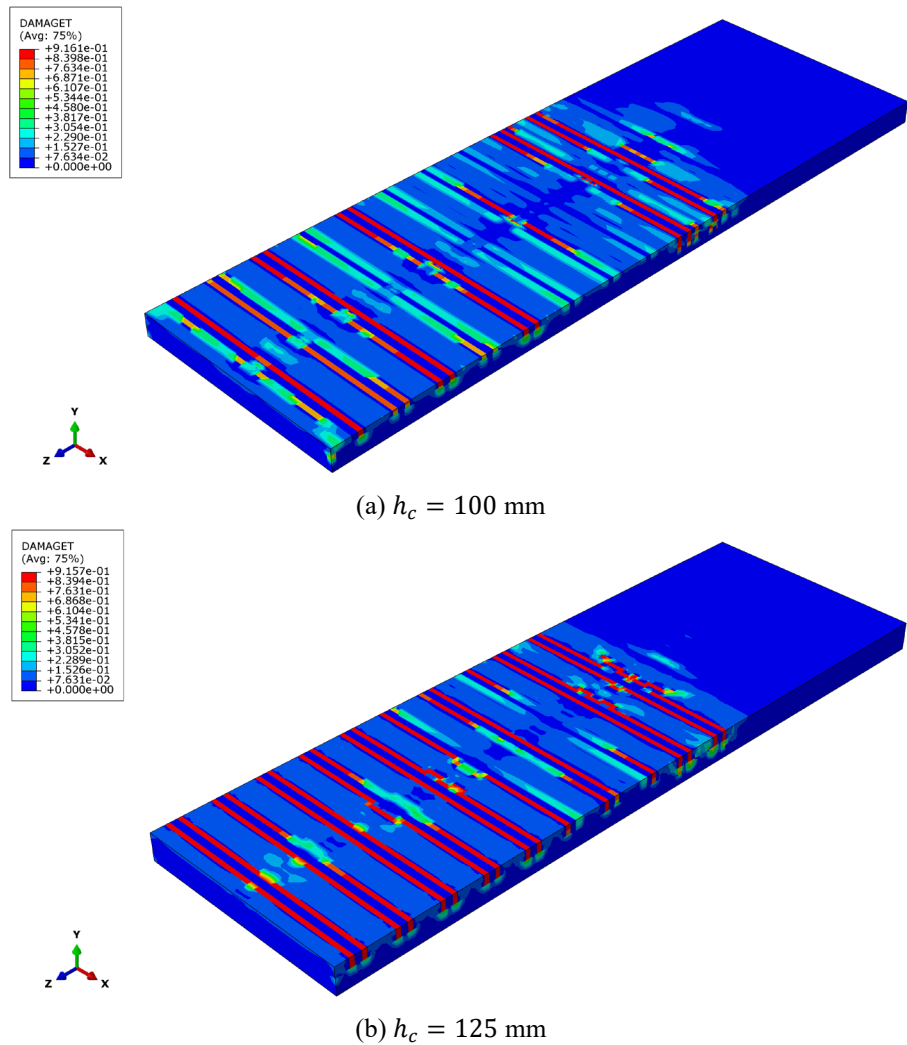
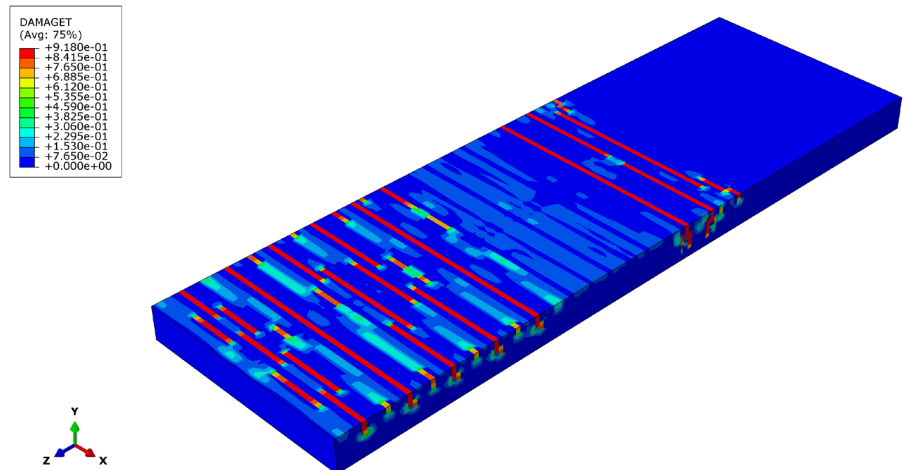


Figura 6.36 – Dano na laje do perfil W 310 x 23,8, aço S960, sem enrijecedores entre apoios





(c) $h_c = 150$ mm
Fonte: Autor (2025)

A Tabela 6.10 apresenta a taxa de variação média do momento último em função da espessura da laje, tendo como referência $h_c = 100$ mm. Através desta média é possível observar, de forma quantitativa, que o aumento de 100 para 125 mm de espessura promove um aumento menor do que o aumento de 125 para 150 mm. O perfil que obteve maior desempenho com o aumento da espessura de concreto foi o W 310 x 23,8, com $h_c = 150$ mm, tendo um acréscimo de 17,55%. Vale ressaltar que os valores possuem elevados desvio padrão, o que pode proporcionar grandes variações a depender do modelo analisado.

Tabela 6.10 - Variação do momento último em função de h_c

Perfil		h_c (mm)		
		100	125	150
W 250 x 22,3	média (%)	0	3,66	12,53
	s (%)	0	1,64	5,38
W 310 x 23,8	média (%)	0	7,21	17,55
	s (%)	0	5,34	9,19
Média geral (%)		0	5,44	15,04

Fonte: Autor (2025)

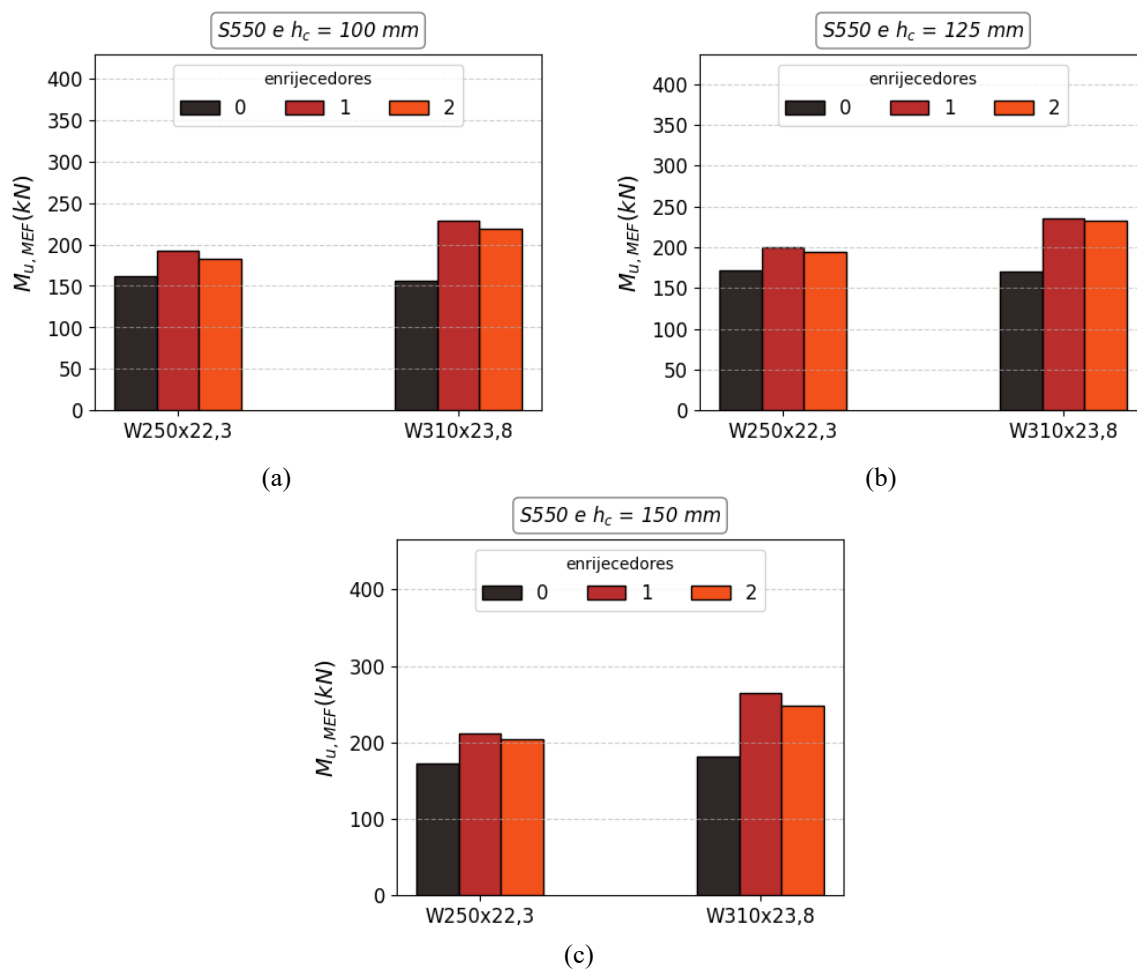
6.4.4 Influência da adição de enrijecedores entre apoios

A Figura 6.37 apresenta o momento último em função do número de enrijecedores entre apoios. Assim como na análise elástica, na análise não linear a adição de apenas um enrijecedor no meio do vão se demonstrou mais efetiva do que um enrijecedor a cada 1/3 do vão entre apoios. Os casos sem enrijecedores se demonstraram menos efetivos na absorção de carregamento entre todos.

Sem enrijecedores, as vigas mistas foram mais susceptíveis à ocorrência de FLD,

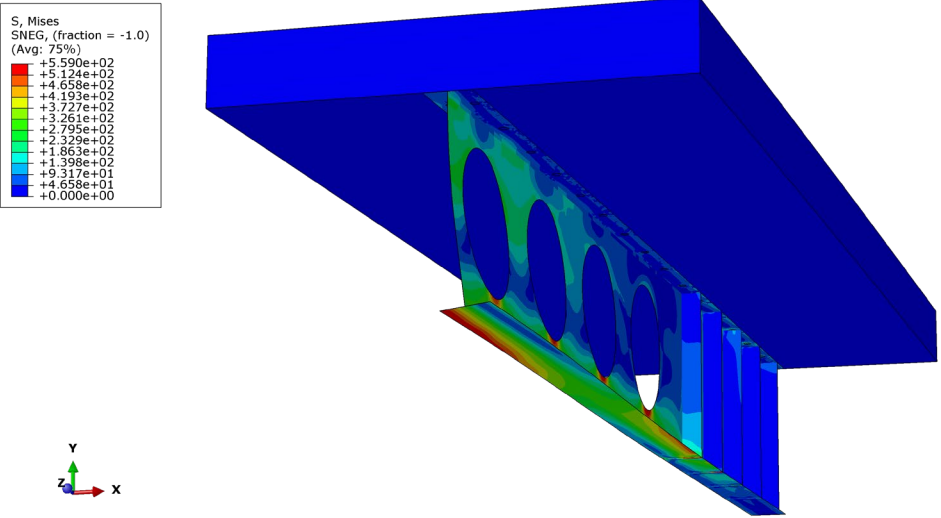
enquanto com adição de um ou dois enrijecedores, o modo de falha se tornou misto, ocorrendo PMI e MV. Este fato pode ser o responsável pela característica de que um enrijecedor no meio do vão é o melhor caso, visto que nestes elementos há uma melhor distribuição de tensões na mesa inferior devido a formação de duas semi-ondas, enquanto com dois enrijecedores, apenas metade da mesa inferior atinge a plastificação, como mostra a Figura 6.38.

Figura 6.37 – Influência do número de enrijecedores entre apoios

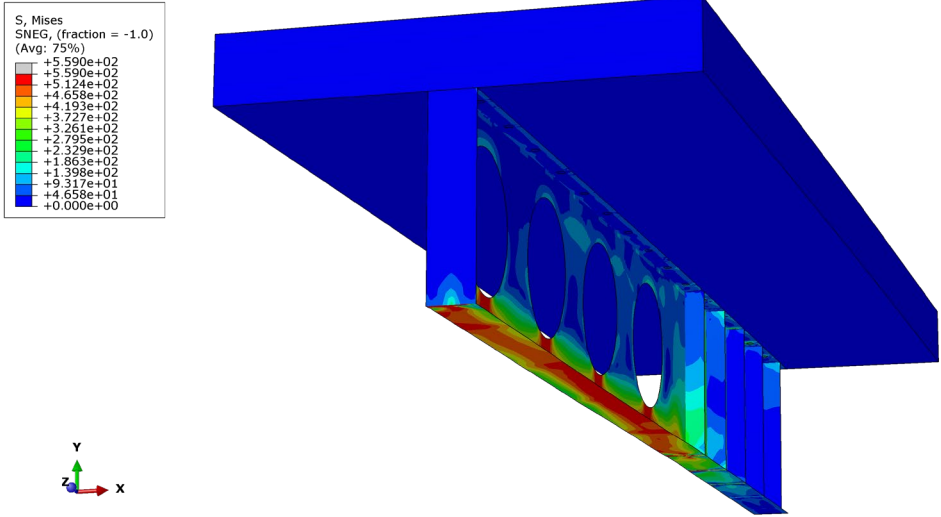


Fonte: Autor (2025)

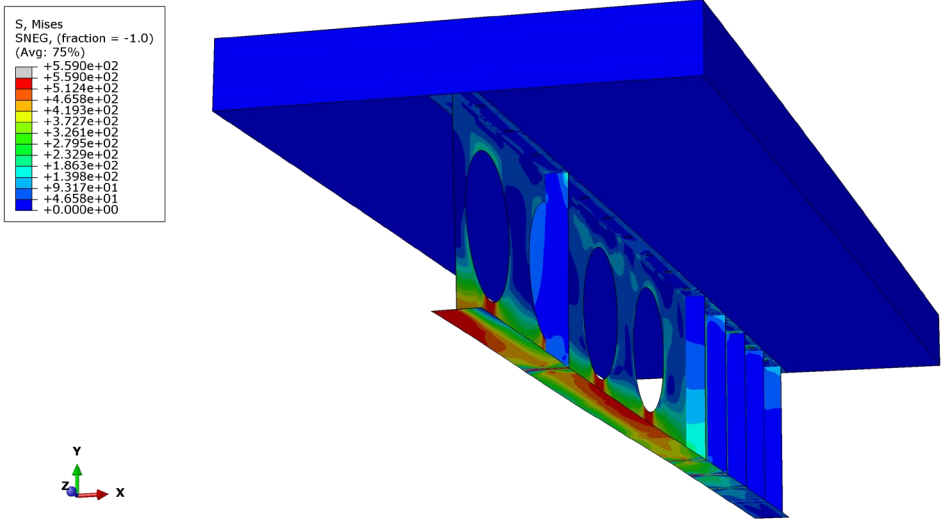
Figura 6.38 – Tensões do perfil W 310 x 23,8, aço S550 e $h_c = 150$ mm



(a) sem enrijecedores



(b) um enrijecedor no meio do vão



(c) um enrijecedor a cada 1/3 de L
Fonte: Autor (2025)

A Tabela 6.11 apresenta a taxa de variação do momento último em função do número de enrijecedores entre apoios, tendo como referência os elementos sem enrijecedor. Tendo em vista esta análise quantitativa, foi verificado que de fato, em média, um enrijecedor no meio do vão da viga mista é mais benéfico do que um enrijecedor a cada 1/3 do comprimento do vão, assim como visto anteriormente. O perfil que obteve maior aumento do momento último com acréscimo de enrijecedores foi o W 310 x 23,8, com um enrijecedor no meio do vão, onde se obteve um acréscimo de 61,57%. Vale ressaltar que os valores obtiveram elevados desvio padrão, sendo assim os valores reais para cada modelo podem sofrer grandes variações.

Tabela 6.11 - Variação do momento crítico em função do nº de enrijecedores

Perfil		nº de enrijecedores		
		0	1	2
W 250 x 22,3	média (%)	0	42,20	33,93
	s (%)	0	14,99	12,97
W 310 x 23,8	média (%)	0	61,57	52,30
	s (%)	0	14,41	13,67
Média geral (%)		0	51,89	43,12

Fonte: Autor (2025)

6.4.5 Modelos analíticos para cálculo do M_u

Assim como para os modelos analíticos de M_{cr} , a análise do M_u da segunda etapa leva em consideração apenas os elementos sem enrijecedor no meio do vão, visto que os cálculos não levam em consideração a adição de enrijecedores para aumento da resistência à FLD e foi verificado no item 6.4.4 que a adição de enrijecedores promove grandes diferenças no momento último, além de promover plastificação da seção, sendo assim, apenas modelos onde o modo de falha foi FLD foram utilizados.

A Figura 6.39 apresenta a relação do momento último analítico pelo momento de plastificação da seção em função da relação do momento último obtido pelo método dos elementos finitos com o momento de plastificação das normas ANBT NBR 8800:2008 e ANBT NBR 8800:2024. Foi constatado que todos os modelos puramente normativos apresentaram erros maiores que 20%, tendenciando para o conservadorismo. Dentre os modelos utilizados, o que se obteve melhor desempenho foi o da ABNT NBR 8800:2024. Um conservadorismo em excesso nos modelos analíticos leva ao dimensionamento de uma estrutura superdimensionada, ou seja, que se utiliza mais material do que o necessário para resistir as cargas de dimensionamento. Isto vai de encontro ao objetivo do aço de alta resistência, que é justamente a redução do uso de aço nas estruturas. Este fato indica que são necessários mais estudos acerca

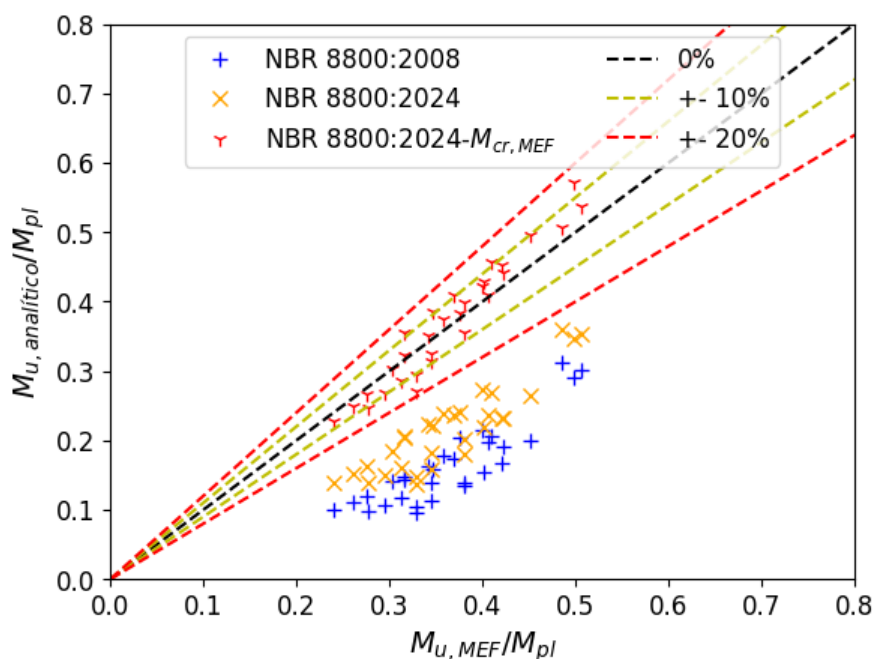
do dimensionamento de elementos com aço de alta resistência, buscando uma otimização dos modelos analíticos.

Já quando se observa o momento último utilizando AEE, verifica-se uma melhor concordância com os resultados obtidos por MEF. Neste caso houve valores conservadores e valores otimistas, porém, a maior parte se concentrando na faixa de 10% de erro.

A Figura 6.40 apresenta comparação da relação do momento último analítico com o momento último obtido por MEF para a proposta da Eurocode 4 EN 1994-1-1:2024, utilizando como momento crítico os modelos presentes nas normas brasileiras ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 8800:2024 e obtidos por MEF. Nestes casos, a norma europeia, assim como a brasileira, apresentou caráter muito conservador utilizando momento crítico normativo, com erros relativos acima de 20%. O modelo com melhor desempenho foi o modelo utilizando o momento crítico presente na ABNT NBR 8800:2024.

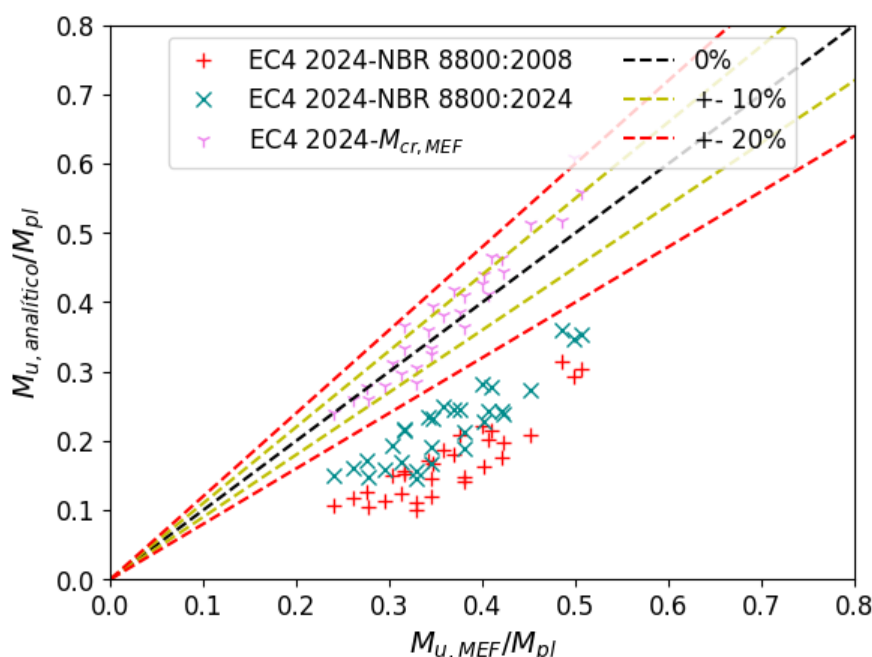
Os momentos últimos utilizando AEE apresentaram resultados mais próximos aos obtidos por MEF, apresentando resultados semelhantes aos da NBR 8800:2024 com AEE (Figura 6.39). Os resultados variam entre otimistas e conservadores.

Figura 6.39 – Comparação do M_u de modelos analíticos das normas brasileiras com obtidos por MEF na 2ª etapa



Fonte: Autor (2025)

Figura 6.40 – Comparação do M_u de modelos analíticos da Eurocode 4 com obtidos por MEF



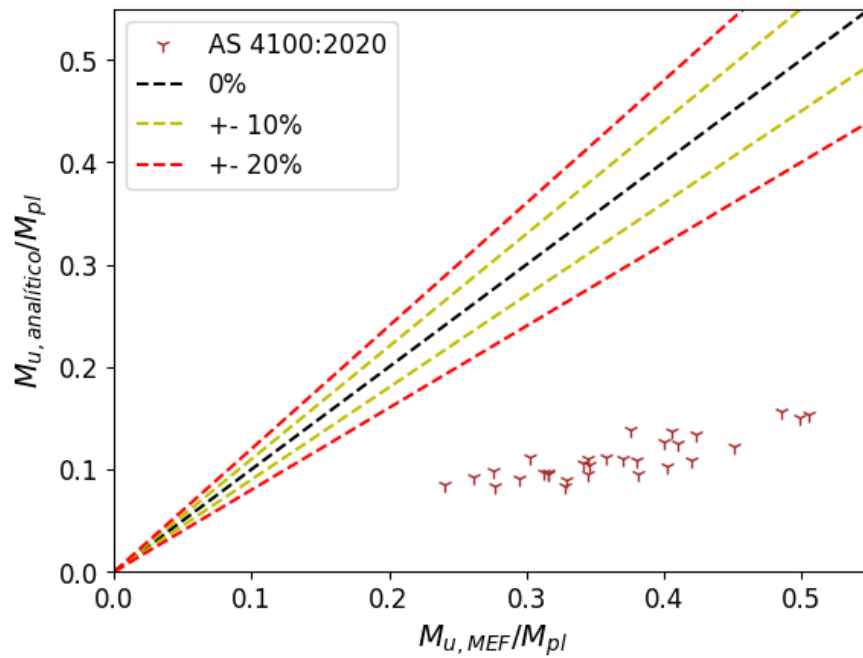
Fonte: Autor (2025)

A Figura 6.41 apresenta comparação da relação do momento último analítico com o momento último obtido por MEF para a norma australiana AS4100:2020. Assim como na etapa anterior, nesta etapa a norma australiana se mostra extremamente conservadora, com erros relativos muito altos e com desempenho inferior às demais normas.

A Figura 6.42 apresenta a comparação do momento último analítico com o momento último obtido por MEF, com base na rigidez à flexão da alma do perfil (k_2) proposta por Müller *et al.* (2006), aplicada nas normas brasileiras e europeia. Como visto anteriormente, os procedimentos normativos por si só já obtiveram erros expressivos nesta 2ª etapa (Figura 6.40 e Figura 6.41). Como era esperado, a redução de k_2 só aumentou o erro relativo. Neste caso, o modelo analítico com melhor desempenho foi o modelo utilizando a EN 1994-1-1:2024 com momento crítico da ABNT NBR 8800:2024, tendo este desempenho similar à ABNT NBR 8800:2024.

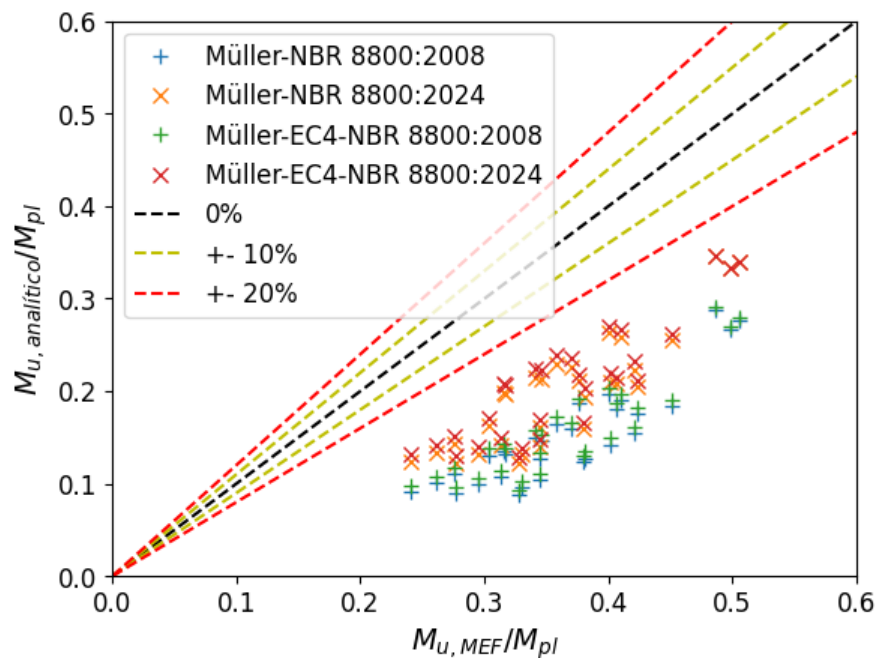
A Figura 6.43 apresenta a comparação do momento último analítico com o momento último obtido por MEF, com base na rigidez à flexão da alma do perfil (k_2) de Silva *et al.* (2019), aplicando este nas normas brasileiras ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 8800:2024 e o projeto da Eurocode 4 EN 1994-1-1:2024. Este coeficiente aumentou consideravelmente o erro relativo dos modelos analíticos, ainda mais que o modelo de Müller *et al.* (2006).

Figura 6.41 – Comparação do M_u de modelos analíticos da AS4100:2020 com obtidos por MEF



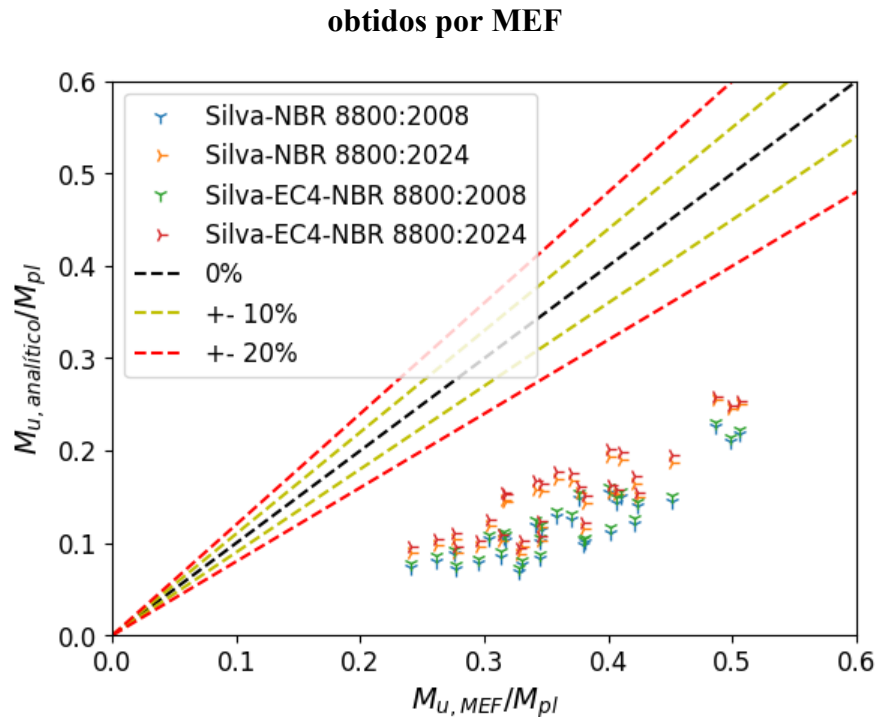
Fonte: Autor (2025)

Figura 6.42 – Comparação do M_u de modelos de redução de k_2 de Müller *et al.* (2006) com obtidos por MEF



Fonte: Autor (2025)

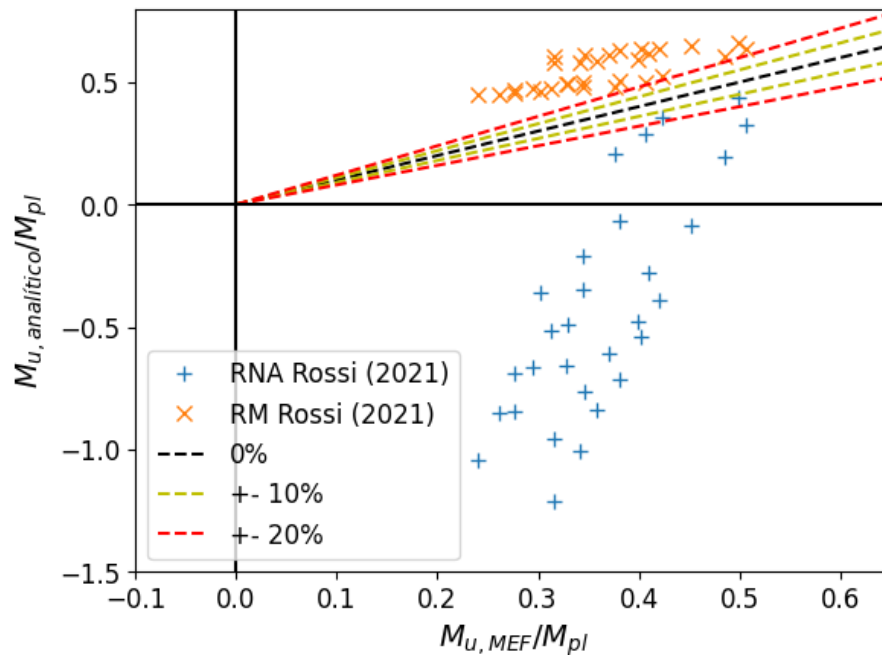
Figura 6.43 – Comparação do M_u de modelos de redução de k_2 de Silva *et al.* (2019) com



Fonte: Autor (2025)

A Figura 6.44 apresenta a comparação do momento último obtido através da extrapolação das equações de RNA e regressão por Rossi (2021), com o momento último obtido por MEF. Neste caso, foi constatado que ambos os modelos falham na previsão do momento último. Isso se deve ao fato de que os modelos analisados possuem aço com resistências superiores aos aços utilizados por Rossi (2021). O modelo de redes neurais em sua maioria forneceu resultados abaixo de zero, enquanto o modelo de regressão demonstrou resultados com erro acima de 20%, porém com caráter otimista, sendo desfavorável à segurança. Este estudo indica que não é seguro utilizar equações de redes neurais e regressão em extrapolações sem antes ser verificado por outros métodos confiáveis.

Figura 6.44 – Comparação do M_u de modelos de RNA e regressão de Rossi (2021) com obtidos por MEF

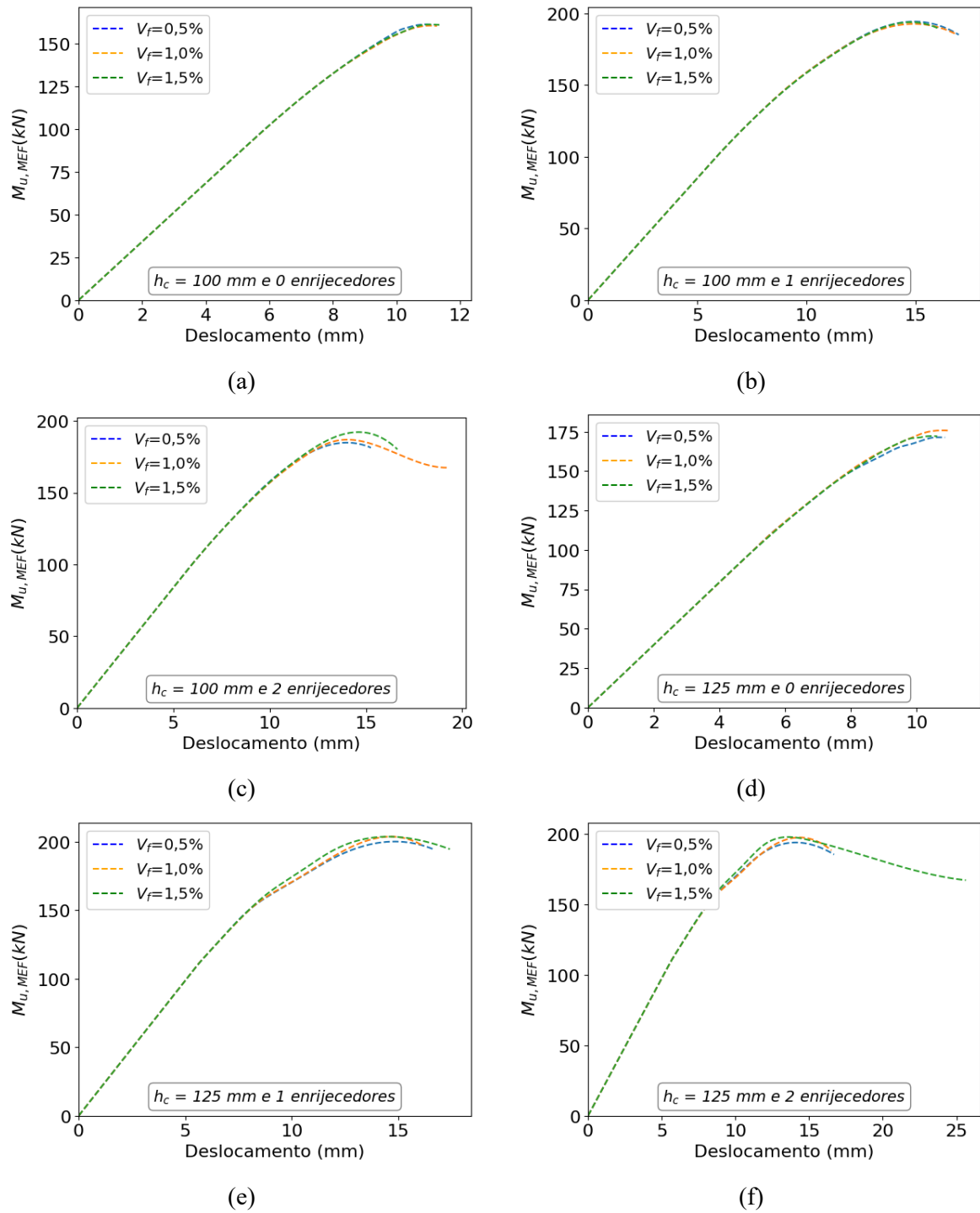


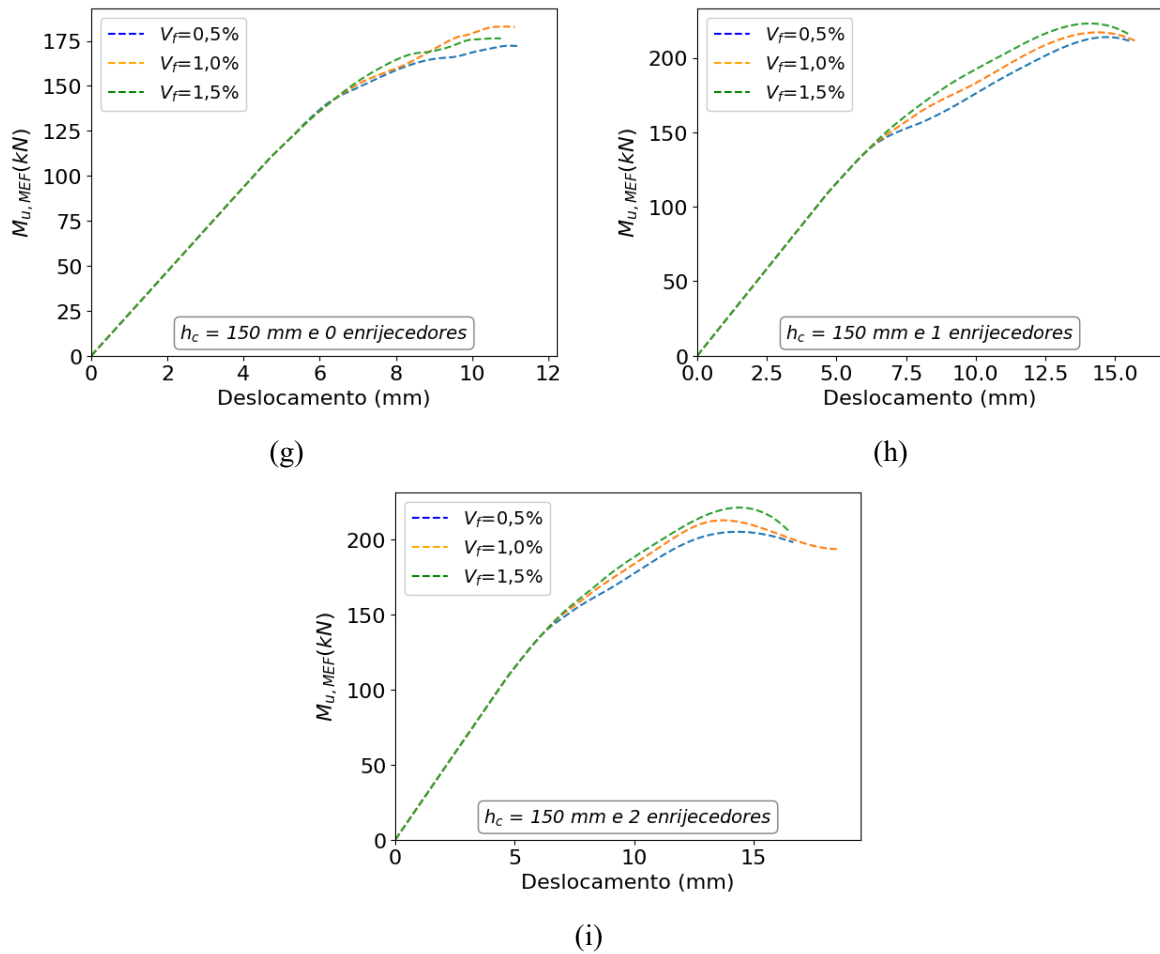
Fonte: Autor (2025)

6.5 ETAPA 3: ANÁLISE NÃO LINEAR

A etapa 3 considera a variação do volume de fibras, a espessura da laje e o número de enrijecedores. A análise linear não foi considerada pois o volume de fibras não afeta o modelo numérico de análise linear e os parâmetros da espessura da laje e nº de enrijecedores utilizados nesta etapa já foram analisados na etapa 2.

A Figura 6.45 apresenta as curvas de momento último em função do deslocamento para cada volume de fibras na laje de concreto, variando o número de enrijecedores e espessura da laje. Verificou-se que o aumento do volume de fibras não possui influência significativa no momento último. Em alguns modelos foi possível observar um leve aumento de rigidez com a evolução da aplicação de carga, como na Figura 6.45f e Figura 6.45h. Porém isso não é um padrão em todos os modelos, o que possivelmente se deve ao modelo numérico de tração utilizado no concreto e os cálculos do MEF.

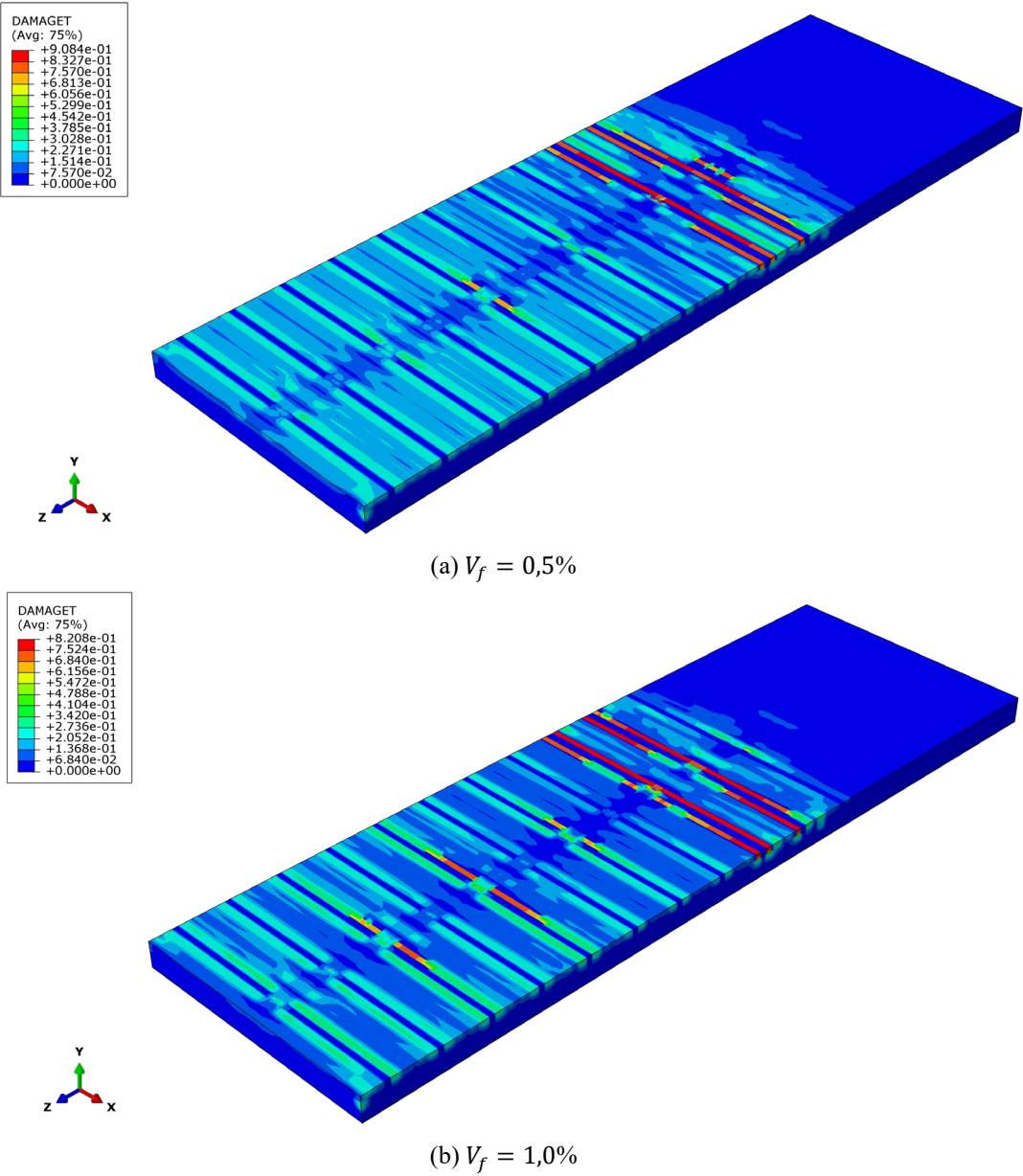
Figura 6.45 – Influência de V_f no momento último

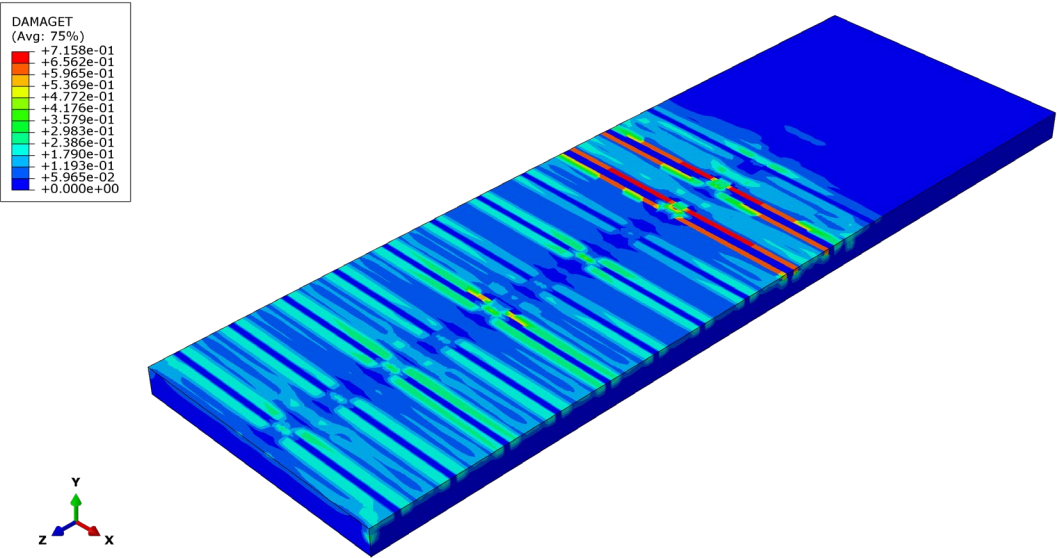


Fonte: Autor (2025)

A Figura 6.46 apresenta o dano à tração do concreto para cada volume de fibras. É possível inferir que o aumento do volume de fibras possibilita maior controle da evolução das fissuras, ao visto que, com 0,5% de fibras (Figura 6.46a), o dano máximo foi de 0,9084, com 1,0% (Figura 6.46b) o dano máximo foi de 0,8208 e com 1,5% (Figura 6.46c) o dano máximo foi de 0,7158. O parâmetro de dano está diretamente relacionado ao tamanho da abertura da fissura em um elemento finito. Isto quer dizer que quanto menor o dano, menor a abertura da fissura neste elemento finito. Sendo assim, o acréscimo no volume de fibras fez reduzir o tamanho das fissuras na carga de pico. Além disso, proporcionou um maior controle da distribuição de fissuras ao longo da laje.

Figura 6.46 – Dano na laje do perfil variando o volume de fibras





(c) $V_f = 1,5\%$
Fonte: Autor (2025)

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o sucesso no desenvolvimento das análises a partir dos objetivos propostos, foi obtida uma série de observações acerca do comportamento de vigas celulares mistas com aço de alta resistência, laje de CADRFA-AR. Sendo assim, este capítulo apresenta as principais conclusões obtidas e traz sugestões para estudos futuros acerca deste tema.

7.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo entender o comportamento de vigas celulares mistas de aço de alta resistência e concreto de alto desempenho com agregado reciclado e reforçado com fibras submetidas a momento fletor negativo por meio de análises numéricas, além de avaliar a concordância de procedimentos analíticos. Inicialmente, uma extensa revisão bibliográfica foi realizada, onde mostrou-se que há uma escassez de estudos acerca de vigas mistas de aço e concreto utilizando perfis celulares em momento negativo. Além disso, os poucos estudos encontrados demonstraram que os procedimentos normativos existentes até então não reproduziam bem o comportamento destes elementos, onde a maioria produzia resultados conservadores até mesmo se tratando de perfis de alma cheia ou alveolares.

Observou-se a viabilidade e benefícios da utilização de materiais de alta resistência, como também o aumento da concentração de nióbio no aço, permitindo economia de material na confecção dos elementos, o que reduz o impacto ambiental gerado em sua produção. A literatura revelou que a utilização de agregados reciclados poderia ser viável em concreto, porém até então nenhum estudo levou em consideração a sua utilização em vigas mistas de aço e concreto. Este aspecto traz um caráter mais sustentável à estrutura ao utilizar um material que não possui destinação de descarte e diminuir a extração de agregados naturais.

Tendo em vista os aspectos verificados na literatura, foi conduzido um estudo numérico a fim de investigar a influência de parâmetros geométricos e físicos das vigas celulares mistas com aço e concreto de alto desempenho com agregado reciclado e reforçado com fibras. A caracterização do comportamento mecânico do concreto foi feita de forma experimental, utilizando 50% de agregado reciclado e 50% de agregado natural em sua composição. A pesquisa teve como etapas a caracterização do concreto, a validação do modelo numérico, a realização do estudo paramétrico e a comparação dos resultados com modelos da literatura. Através deste estudo, foram obtidas as seguintes conclusões:

- I. A utilização de agregados reciclados no concreto de alto desempenho reforçado com fibras demonstrou-se viável, visto que foi possível atingir uma resistência à compressão elevada, sem que as propriedades do concreto autoadensável no estado fresco fossem perdidas;
- II. O ensaio de arrancamento das fibras se demonstrou uma forma eficiente de se obter as propriedades mecânicas de arrancamento das fibras, além de possibilitar a confecção de um modelo constitutivo robusto para utilização no modelo numérico;
- III. O modelo numérico foi devidamente calibrado utilizando as validações, oferecendo erro relativo de 3,6% para o ensaio de Lin, Yoda e Taniguchi (2014), 0,5% para o ensaio de Qi *et al.* (2020) e 1,4% e 2,4% para os ensaios de viga celular e castelada, respectivamente, realizados por Gizejowski e Khalil (2010), o que demonstrou um comportamento condizente com a realidade dos modelos numéricos;
- IV. Na 1ª etapa, onde foi verificada a influência os parâmetros geométricos de seção transversal, relação D_0/d , relação p/D_0 e comprimento de vão livre (entre apoios) da viga mista, a maioria dos elementos sofreu por FLD nas análises elásticas, com exceção do perfil W 310 x 38,7, com D_0/d de 1,2, p/D_0 de 1,4 e comprimento L de 4 metros, que sofreu FLD em conjunto com FA. Nas análises não lineares, a maior parte dos perfis teve como modo de falha FLD, porém nos perfis W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7 foi possível observar PMA e PA em alguns casos, possivelmente devido à menor esbeltez destes perfis, o que os tornam menos susceptíveis à ocorrência de instabilidades;
- V. Em geral, o aumento da relação D_0/d teve como influência a redução do momento crítico e do momento último nas análises elásticas e não lineares, respectivamente, para os casos em que há ocorrência de FLD. Porém não fica clara qual a influência deste parâmetro quando há a ocorrência de outros mecanismos de falha da estrutura, como foi o caso dos perfis W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7. Este parâmetro apresentou decréscimos entre 1,92% a 14,51% no momento crítico e entre 0,43% a 9,98% no momento último;
- VI. O aumento da relação p/D_0 afetou positivamente os elementos com falha por FLD nas análises elásticas e não lineares. Porém, assim como para a relação D_0/d , esta relação não apresentou comportamentos padronizados na ocorrência de outros mecanismos de falha, como acontece nos perfis W 250 x 38,5 e W 310 x 38,7. O aumento desta relação apresentou acréscimos entre 2,64% a 13,16% no momento crítico e entre 1,34% e 9,73% no momento último;
- VII. O aumento do comprimento de vão entre apoios (L) afetou negativamente em todos os casos que o modo de falha é exclusivamente FLD. Em alguns casos com outros modos

- de falha, a variação do comprimento de 6 m para 8 m não produziu redução tão significativa no momento quanto para os casos de falha por FLD. Este fato demonstra que o comprimento possui grande influência no momento crítico elástico e no momento último, quando se trata de FLD. O aumento do comprimento causou reduções entre 7,24% a 51,16% no momento crítico e entre 5,23% a 23,26% no momento último;
- VIII. Na 2ª etapa foi verificada a influência do grau do aço utilizando aços de alta resistência com maiores concentrações de nióbio, além da verificação da influência da espessura da laje de concreto e da adição de enrijecedores no meio e a cada 1/3 de L, com variação de dois perfis celulares. Na análise elástica, foi verificado que há uma predominância de falha por FLD e por FLD com FMI quando há adição de enrijecedores. Já na análise não linear, o modo de falha foi variado. Obteve-se ocorrências de FLD e FLD combinado com PMA, MV e/ou PMI;
- IX. O aumento do grau do aço, que pode ser feito com adição de nióbio, não apresentou influência significativa nos modos de falha por FLD puro, porém apresentou grande influência quando houve ocorrência de PMA, MV ou PMI, visto que estes mecanismos dependem da tensão de escoamento. A taxa de acréscimo no momento último variou entre 14,14% e 34,44% no momento último;
- X. Com relação à variação da espessura da laje, tanto nas análises elásticas quanto nas análises não lineares, houve acréscimos significativos com o aumento da espessura. Nas análises elásticas, o acréscimo segue quase uma tendência linear, tendo aumento mínimo de 8,49% e máximo de 27,12%. Já nas análises não lineares, foi observado que há um ganho de resistência mais significativo aumentando de 125 mm para 150 mm do que aumentando de 100 mm para 125 mm. Neste caso houve uma variação mínima de 1,64% e máxima de 17,55%. Outro fator influenciado pela espessura foi a profundidade e quantidade de fissuras que apareceram com acréscimo de carga, sendo que com 150 mm de concreto, há aparecimento de menores quantidades de fissuras e com menores profundidades, indicando a atuação das fibras de aço no modelo numérico, onde o concreto tracionado possui resistência residual mesmo após fissuração.
- XI. A adição de enrijecedores teve grande influência tanto no momento último quanto no modo de falha da estrutura. Sem nenhum enrijecedor, a maior parte dos elementos falharam por FLD puro. Com adição de enrijecedores, o modo de falha predominante passou a ser a combinação de FLD com PMI e, em alguns casos, MV. A adição de enrijecedores influenciou também no número de semiondas, onde sem enrijecedores ocorreu uma, com um enrijecedor no meio do vão ocorreram duas e com um enrijecedor

a cada $1/3$ de L ocorreram 3 semiondas. Os casos que obtiveram maior resistência foi utilizando um enrijecedor no meio do vão, com acréscimo entre 133,60% a 160,33% no momento crítico e entre 42,20% a 61,57% de momento último. O segundo melhor caso foi um enrijecedor a cada $1/3$, com acréscimos entre 108,65% a 140,35% no momento crítico e 33,93% a 52,30% no momento último. O pior caso foi sem nenhum enrijecedor entre os apoios.

- XII. Na 3ª etapa, o aumento no volume de fibras não teve influência significativa no momento último, porém auxiliou no controle de abertura das fissuras e na distribuição das fissuras ao longo da laje.
- XIII. Os modelos analíticos puramente normativos apresentaram caráter conservador. Tiveram um bom desempenho na 1ª etapa os modelos do projeto da EN 1994-1-1:2024, da norma NBR 8800:2024 e do modelo de redes neurais de Rossi (2021). Já na segunda etapa, nenhum modelo obteve erro menor que 20% em geral. Em ambas as etapas, os modelos da EN 1994-1-1:2024 e NBR 8800:2024 utilizando AEE apresentaram resultados mais próximos ao momento último por MEF, com erros na faixa de 10%, porém alguns de caráter otimista. Estes fatores indicam que as normas atuais estão despreparadas para dimensionamento de vigas celulares mistas com utilização de materiais de alta resistência.

Assim, é possível concluir, de forma geral, que os parâmetros analisados possuem influência significativa na ocorrência de FLD e os procedimentos analíticos normativos e de literatura possuem limitações para o cálculo da resistência. As investigações desenvolvidas no presente trabalho auxiliam no entendimento de vigas celulares mistas, com emprego de materiais de alta resistência, utilizando agregado reciclado e reforço com fibras de aço no concreto, sob momento fletor negativo.

7.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Para complementação do estudo realizado, observa-se a possibilidade da realização do desenvolvimento de novos estudos com abordagem nos seguintes temas:

- Análise experimental de vigas celulares mistas em momento negativo com materiais de alta resistência;
- Proposição de equações de dimensionamento de vigas celulares mistas sob efeito de FLD;
- Aplicação de redes neurais para previsão do comportamento de vigas celulares mistas

em momento negativo;

- Desenvolvimento de equações de dimensionamento para vigas celulares mistas com aço de alta resistência sob efeito de plastificação;
- Estudar o comportamento dinâmico deste tipo de estrutura;

REFERÊNCIAS

ABAQUS 6.14 ANALYSIS USER'S GUIDE. **Abaqus/CAE User's Guide**. [S. l.: s. n.], 2014.

ABBAS, Y. M.; KHAN, M. I. Fiber–Matrix Interactions in Fiber-Reinforced Concrete: A Review. **Arabian Journal for Science and Engineering**, [s. l.], v. 41, n. 4, p. 1183–1198, 2016.

ABBASS, W.; KHAN, M. I.; MOURAD, S. Evaluation of mechanical properties of steel fiber reinforced concrete with different strengths of concrete. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 168, p. 556–569, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.164>.

ABDALLAH, S.; FAN, M.; REES, D. W. A. Bonding Mechanisms and Strength of Steel Fiber–Reinforced Cementitious Composites: Overview. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [s. l.], v. 30, n. 3, p. 1–15, 2018.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15823-1: Concreto autoadensável Parte 1: Classificação, controle e recebimento no estado**. Rio de Janeiro: ABNT Rio de Janeiro, 2017.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15823-2: Concreto autoadensável Parte 2: Determinação do espalhamento, do tempo de escoamento e do índice de estabilidade visual - Método do cone de Abrams**. Rio de Janeiro: ABNT Rio de Janeiro, 2017.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16940: Concreto reforçado com fibras - Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) - Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT Rio de Janeiro, 2021.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 17054: Agregados - Determinação da composição granulométrica - Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT Rio de Janeiro, 2022.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT Rio de Janeiro, 2018.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5884: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico — Requisitos gerais**. Rio de Janeiro: ABNT Rio de Janeiro, 2013.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222: Concreto e argamassa - Determinação à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT Rio de Janeiro, 2011.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522-1: Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação - Parte 1: Módulos estáticos à compressão**. Rio de Janeiro: ABNT Rio de Janeiro, 2021.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de**

estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações. Rio de Janeiro: ABNT Rio de Janeiro, 2008.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT Rio de Janeiro, 2024.

ADVANCING STANDARDS TRANSFORMING MARKETS. **ASTM C1609: Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)**. West Conshohocken, PA, USA: [s. n.], 2019.

AHMAD, S. *et al.* Effect of waste ceramic sanitary ware as partial replacement of aggregates and cement in concrete. **Innovative Infrastructure Solutions**, [s. l.], v. 8, n. 8, p. 1–13, 2023. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s41062-023-01166-x>.

ALBERTI, M. G.; ENFEDAQUE, A.; GÁLVEZ, J. C. Comparison between polyolefin fibre reinforced vibrated conventional concrete and self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 85, p. 182–194, 2015. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.007>.

ANFACER, A. N. dos F. de C. R. **Números do setor**. [S. l.], 2023. Disponível em: <https://www.anfacer.org.br/setor-ceramico/numeros-do-setor>. Acesso em: 14 dez. 2023.

BAN, H.; BRADFORD, M. A. Flexural behaviour of composite beams with high strength steel. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 56, p. 1130–1141, 2013. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.06.040>.

BENEDETTY, C. A. *et al.* Effects of fiber content , inclination angle , and casting point on the fiber-matrix interaction of High-Strength Fiber-Reinforced Self Compacting Concrete. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 398, n. September 2022, 2023.

BENEDETTY, C. A. *et al.* Interfacial mechanics of steel fibers in a High-Strength Fiber-Reinforced Self Compacting Concrete. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 301, n. July, 2021.

BENEDITO, A. E. V. *et al.* Effects of Niobium Addition on the Mechanical Properties and Corrosion Resistance of Microalloyed Steels: A Review. **Buildings**, [s. l.], v. 14, n. 5, p. 1–18, 2024.

BENEDITO, A. V. *et al.* NUMERICAL STUDY OF FIBER-REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT NUMERICAL STUDY OF FIBER-REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT TRANSVERSE REINFORCEMENT USING RANDOM MATERIAL PROPERTIES. **64º Congresso Brasileiro do Concreto**, [s. l.], n. October, 2023.

BEZERRA, E. M. **Determinação Do Momento Fletor Resistente À Flambagem Lateral Com Torção De Vigas De Aço Casteladas**. 2011. 100 f. - Universidade Federal de Minas Gerais, [s. l.], 2011.

BŁASZCZYŃSKI, T.; PRZYBYLSKA-FAŁEK, M. Steel Fibre Reinforced Concrete as a Structural Material. **Procedia Engineering**, [s. l.], v. 122, n. Orsdce, p. 282–289, 2015.

BROUWERS, H. J. H.; RADIX, H. J. Self-compacting concrete: Theoretical and experimental study. **Cement and Concrete Research**, [s. l.], v. 35, n. 11, p. 2116–2136, 2005.

CABRAL, M. J. *et al.* Panorama da Indústria Cerâmica de Sanitários no Brasil. **Cerâmica Industrial**, [s. l.], v. 15, p. 12–18, 2010.

CAO, X. *et al.* Experimental and numerical study of residual stresses in 550 MPa high strength steel welded angle sections. **Structures**, [s. l.], v. 56, p. 104907, 2023. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012423009979>.

CARNEIRO, J. A. *et al.* Compressive stress-strain behavior of steel fiber reinforced-recycled aggregate concrete. **Cement and Concrete Composites**, [s. l.], v. 46, p. 65–72, 2014. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.11.006>.

CARREIRA, D. J.; CHU, K.-H. Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Compression. **ACI Structural Journal**, [s. l.], n. November-December, p. 797–804, 1985.

CARRILLO, J.; TORRES, D.; GUERRERO, H. Correlation between results obtained from four-point bending tests (4PBT) and double punch tests (DPT) in concrete reinforced with hooked-end steel fibers. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 239, n. March, p. 112353, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112353>.

CHAN, R.; MOY, C. K. S.; GALO BARDES, I. Numerical and analytical optimisation of functionally graded concrete incorporating steel fibres and recycled aggregate. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 356, n. July, p. 129249, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129249>.

CHEN, H. *et al.* High-strength steel beams with hexagonal web openings under impact load. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 207, n. May, 2023.

CUNHA, V. M. C. F.; BARROS, J. A. O.; SENA-CRUZ, J. M. Pullout Behavior of Steel Fibers in Self-Compacting Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [s. l.], v. 22, n. 1, p. 1–9, 2010.

DENG, F. *et al.* The pull-out behavior of straight and hooked-end steel fiber from hybrid fiber reinforced cementitious composite: Experimental study and analytical modelling. **Composite Structures**, [s. l.], v. 206, n. June, p. 693–712, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.08.066>.

DIAS, J. V. F. *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**, [s. l.], v. 19, n. 7, p. 1–17, 2019.

EARLS, C. J. Effects of material property stratification and residual stresses on single angle flexural ductility. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 51, n. 2, p. 147–175, 1999.

EL-DIEB, A. S.; REDA TAHA, M. M. Flow characteristics and acceptance criteria of fiber-reinforced self-compacted concrete (FR-SCC). **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 27, n. 1, p. 585–596, 2012. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.07.004>.

ELLOBODY, E. Nonlinear analysis of cellular steel beams under combined buckling modes. **Thin-Walled Structures**, [s. l.], v. 52, p. 66–79, 2012. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2011.12.009>.

ERDAL, F.; SAKA, M. P. Ultimate load carrying capacity of optimally designed steel cellular

beams. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 80, p. 355–368, 2013. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.10.007>.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 14651: Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)**. Brussels, Belgium: [s. n.], 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, Belgium: [s. n.], 2022.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-13: Beams with large web openings**. Brussels, Belgium: [s. n.], 2024.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: General rules - Plated structural elements**. Brussels, Belgium: [s. n.], 2006.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings (Draft)**. Brussels, Belgium: [s. n.], 2024.

FERRARI, G. D. A. Simulação Numérica Do Comportamento Estrutural De Vigas Alveolares Mistas De Aço E Concreto. **Características Geométricas**, [s. l.], 2013.

FERREIRA, F. P. V. *et al.* Buckling and post-buckling analyses of composite cellular beams. **Composite Structures**, [s. l.], v. 262, n. January, p. 113616, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2021.113616>.

FERREIRA, F. P. V. *et al.* Ultimate strength prediction of steel–concrete composite cellular beams with PCHCS. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 236, n. October 2020, p. 112082, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112082>.

FERREIRA FILHO, J. O. *et al.* Influence of geometrical imperfections and residual stresses on the reliability of high strength steel welded I-section columns using Monte Carlo simulation. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 215, p. 108548, 2024. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.108548>.

FERREIRA, F. P. V.; MARTINS, C. H.; DE NARDIN, S. Advances in composite beams with web openings and composite cellular beams. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 172, p. 106182, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106182>.

FERREIRA, F. P. V.; MARTINS, C. H.; NARDIN, S. de. Assessment of web post buckling resistance in steel-concrete composite cellular beams. **Thin-Walled Structures**, [s. l.], v. 158, n. October 2020, p. 106969, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2020.106969>.

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

GALAMBOS, T. V; KETTER, R. L. Columns under Combined Bending and Thrust. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, [s. l.], v. 126, p. 1–23, 1959.

Disponível em: <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:113552501>.

GAUTAM, L. *et al.* Performance evaluation of self-compacting concrete comprising ceramic waste powder as fine aggregate. **Materials Today: Proceedings**, [s. l.], v. 61, p. 204–211, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.08.063>.

GENG, K. *et al.* Experimental study on the mechanical behaviour of castellated composite beams under a negative bending moment. **Structures**, [s. l.], v. 47, n. December 2022, p. 953–965, 2023. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.11.074>.

GIZEJOWSKI, M. A.; KHALIL, W. A. S. Stability and ductility of castellated composite beams subjected to hogging bending. **Proceedings of SDSS' Rio 2010: International Colloquium Stability and Ductility of Steel Structures**, [s. l.], v. 2, n. 1, p. 839–846, 2010.

GOMES, C. A. de B. **Resistência à compressão de perfis H laminados de abas para**. 2006. 149 f. - Universidade Federal de Ouro Preto, [s. l.], 2006. Disponível em: http://www.tede.ufop.br/tde_arquivos/11/TDE-2007-01-31T07:17:35Z-128/Publico/ABC.pdf.

GRILO, L. F. *et al.* Design procedure for the web-post buckling of steel cellular beams. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 148, p. 525–541, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.06.020>.

GRÜNEWALD, S.; WALRAVEN, J. C. Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete. **Cement and Concrete Research**, [s. l.], v. 31, n. 12, p. 1793–1798, 2001.

HALICKA, A.; OGRODNIK, P.; ZEGARDLO, B. Using ceramic sanitary ware waste as concrete aggregate. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 48, p. 295–305, 2013. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.063>.

HAMODA, A. *et al.* Behaviour of composite high performance concrete slab on steel I-beams subjected to static hogging moment. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 140, p. 51–65, 2017. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.030>.

HANNULA, J. *et al.* Effect of Boron on the Strength and Toughness of Direct-Quenched Low-Carbon Niobium Bearing Ultra-High-Strength Martensitic Steel. **Metallurgical and Materials Transactions A: Physical Metallurgy and Materials Science**, [s. l.], v. 48, n. 11, p. 5344–5356, 2017.

HAUSMANN, K. *et al.* The influence of Nb on transformation behavior and mechanical properties of TRIP-assisted bainitic-ferritic sheet steels. **Materials Science and Engineering: A**, [s. l.], v. 588, p. 142–150, 2013. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.msea.2013.08.023>.

JACK, T. A.; SZPUNAR, J. Effect of Nb-induced microstructure on pipeline steel corrosion and stress corrosion cracking performance in acidic environment. **Corrosion Science**, [s. l.], v. 218, n. January, p. 111196, 2023. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2023.111196>.

KRAHL, P. A. *et al.* A novel approach to characterize the direct shear pullout behavior of single hooked steel fibers. **Cement and Concrete Composites**, [s. l.], v. 113, n. May, 2020.

KRAHL, P. A. *et al.* Effect of curing age on pullout behavior of aligned and inclined steel fibers embedded in UHPFRC. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 266, p.

- 121188, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121188>.
- KUDER, K. G.; SHAH, S. P. Processing of high-performance fiber-reinforced cement-based composites. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 24, n. 2, p. 181–186, 2010. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.06.018>.
- KUMAR, S. K.; ANBARASU, M.; SONKAR, C. Behaviour and design of cold-formed high-strength steel built-up beams. **Thin-Walled Structures**, [s. l.], v. 202, p. 112143, 2024. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263823124005858>.
- LEE, Y.; KANG, S. T.; KIM, J. K. Pullout behavior of inclined steel fiber in an ultra-high strength cementitious matrix. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 24, n. 10, p. 2030–2041, 2010. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.03.009>.
- LEUNG, C. K. Y.; GENG, Y. P. Micromechanical modeling of softening behavior in steel fiber reinforced cementitious composites. [s. l.], v. 35, n. 97, p. 4205–4222, 1998.
- LI, V. C. Large Volume, High-Performance Applications of Fibers in Civil Engineering. **Journal of Applied Polymer Science**, [s. l.], v. 83, n. 3, p. 660–686, 2000. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/app.2263>.
- LI, B. V. C.; LEUNG, C. K. Y. STEADY-STATE AND MULTIPLE CRACKING OF SHORT RANDOM FIBER COMPOSITES. **Journal of Engineering Mechanics**, [s. l.], v. 118, n. 2500, p. 2246–2264, 1992.
- LIEJY, M. C. *et al.* Prediction of the Bending Strength of a Composite Steel Beam–Slab Member Filled with Recycled Concrete. **Materials**, [s. l.], v. 16, n. 7, 2023.
- LIMA, P. B. de *et al.* A modeling strategy for the flexural performance prediction of UHPC beams accounting for variability of properties. **Composite Structures**, [s. l.], v. 322, n. July, 2023.
- LIN, W.; YODA, T.; TANIGUCHI, N. Application of SFRC in steel-concrete composite beams subjected to hogging moment. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 101, p. 175–183, 2014. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.05.008>.
- MANSUR, M. A.; CHIN, M. S.; WEE, T. H. Stress-strain relationship of high-strength fiber concrete in compression. **Test**, [s. l.], v. 11, n. February, p. 21–29, 1999.
- MEDINA, C. *et al.* Durability of recycled concrete made with recycled ceramic sanitary ware aggregate. Inter-indicator relationships. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 105, p. 480–486, 2016. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.176>.
- MEDINA, C. *et al.* Rheological and calorimetric behaviour of cements blended with containing ceramic sanitary ware and construction/demolition waste. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 40, p. 822–831, 2013. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.112>.
- MEDINA, C.; FRÍAS, M.; ROJAS, M. I. S. De. Microstructure and properties of recycled concretes using ceramic sanitary ware industry waste as coarse aggregate. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 31, p. 112–118, 2012. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.075>.
- MEDINA, C.; ROJAS, M. I. S. De; FRÍAS, M. Reuse of sanitary ceramic wastes as coarse

- aggregate in eco-efficient concretes. **Cement and Concrete Composites**, [s. l.], v. 34, n. 1, p. 48–54, 2012. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.08.015>.
- MISRA, D.; JANSTO, S. G. Niobium-Based Alloy Design For Structural Applications: Processing-Structure-Property Paradigm. **HSLA Steels 2015, Microalloying 2015 and Offshore Engineering Steels 2015 Conference Proceedings**, [s. l.], p. 261–266, 2015.
- MORKHADE, S. G.; GUPTA, L. M. Ultimate load behaviour of steel beams with web openings. **Australian Journal of Structural Engineering**, [s. l.], v. 20, n. 2, p. 124–133, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1080/13287982.2019.1607448>.
- MÜLLER, C. *et al.* Large web openings for service integration in composite floors. [S. l.: s. n.], 2006. v. 3049
- NADJAI, A. *et al.* Performance of cellular composite floor beams at elevated temperatures. **Fire Safety Journal**, [s. l.], v. 42, n. 6–7, p. 489–497, 2007.
- NAMBA, J. Y. *et al.* Evaluation of web post-buckling in high-strength cellular steel and high-strength concrete composite beams: A numerical study. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 334, n. April, p. 120223, 2025. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.120223>.
- OKAMURA, H.; OUCHI, M. Self-Compacting Concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**, [s. l.], v. 1, n. 1, p. 5–15, 2003.
- OLIVEIRA, V. M. de *et al.* Stability behavior of steel–concrete composite cellular beams subjected to hogging moment. **Thin-Walled Structures**, [s. l.], v. 173, n. November 2021, p. 108987, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.108987>.
- OLIVEIRA, V. M. de *et al.* Steel-UHPC composite castellated beams under hogging bending: Experimental and numerical investigation. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 331, n. February, 2025.
- OLIVITO, R. S.; ZUCCARELLO, F. A. An experimental study on the tensile strength of steel fiber reinforced concrete. **Composites Part B: Engineering**, [s. l.], v. 41, n. 3, p. 246–255, 2010. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2009.12.003>.
- ORTIGARA, Y. V. B. *et al.* Influence of the use of sanitary ware waste in self-compacting concrete production. **Materials Today: Proceedings**, [s. l.], v. 65, p. 511–519, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.03.065>.
- PANEDPOJAMAN, P.; SAE-LONG, W.; CHUB-UPPAKARN, T. Cellular beam design for resistance to inelastic lateral-torsional buckling. **Thin-Walled Structures**, [s. l.], v. 99, p. 182–194, 2016. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2015.08.026>.
- PANEDPOJAMAN, P.; THEPCHATRI, T.; LIMKATANYU, S. Novel design equations for shear strength of local web-post buckling in cellular beams. **Thin-Walled Structures**, [s. l.], v. 76, p. 92–104, 2014. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2013.11.007>.
- PARRA-MONTESINOS, G. J. *et al.* Earthquake-resistant fibre-reinforced concrete coupling beams without diagonal bars. **American Concrete Institute, ACI Special Publication**, [s. l.], v. 2014-July, n. SP 310, p. 461–470, 2014.
- QI, J. *et al.* Flexural behavior of steel-UHPFRC composite beams under negative moment.

Structures, [s. l.], v. 24, n. February, p. 640–649, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.01.022>.

RIBEIRO, P. de O.; KRAHL, P. A.; CARRAZEDO, R. Calibration of group effect parameters through genetic algorithms for micromechanical modeling of UHPFRC.

Composite Structures, [s. l.], v. 280, n. October 2021, p. 114933, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2021.114933>.

ROIK, K.; HANSWILLE, G.; KINA, J. Solution for the lateral torsional buckling problem of composite beams. **Stahlbau**, [s. l.], v. 59, n. 11, p. 327–332, 1990.

ROSSI, A. *et al.* ASSESSMENT OF LATERAL DISTORTIONAL BUCKLING IN STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS WITH HOLLOW CORE SLABS. **HOLOS**, [s. l.], v. 8, p. 1–28, 2022.

ROSSI, A. *et al.* Lateral distortional buckling in steel-concrete composite beams: A review. **Structures**, [s. l.], v. 27, n. June, p. 1299–1312, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.07.026>.

ROSSI, A. **Modelagem e análise numérica da estabilidade lateral com distorção de vigas mistas de aço e concreto**. 2021. 173 f. - Universidade Federal de São Carlos, [s. l.], 2021. Disponível em: <https://repositorio.ufscar.br/handle/20.500.14289/14307>.

ROSSI, A. *et al.* Numerical assessment of lateral distortional buckling in steel-concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 172, p. 106192, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106192>.

ROSSI, A. *et al.* Stability behavior of Steel–concrete Composite Beams subjected to hogging moment. **Thin-Walled Structures**, [s. l.], v. 167, n. April, p. 108193, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.108193>.

SHI, C. *et al.* A review on mixture design methods for self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 84, p. 387–398, 2015. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.079>.

SILVA, C. C. *et al.* Web rotational stiffness of continuous steel-concrete composite castellated beams. **Frattura ed Integrità Strutturale**, [s. l.], v. 13, n. 50, p. 264–275, 2019.

SOLHMIRZAEI, R.; KODUR, V. K. R. Modeling the response of ultra high performance fiber reinforced concrete beams. **Procedia Engineering**, [s. l.], v. 210, p. 211–219, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.11.068>.

SONCK, D.; BELIS, J. Lateral-torsional buckling resistance of cellular beams. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 105, p. 119–128, 2015. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.11.003>.

SONCK, D.; BELIS, J. Weak-axis flexural buckling of cellular and castellated columns. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 124, p. 91–100, 2016. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.05.002>.

SONCK, D.; VAN IMPE, R.; BELIS, J. Experimental investigation of residual stresses in steel cellular and castellated members. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 54, p. 512–519, 2014. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.045>.

- STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. **AS 4100: Steel Structures**. Sydney: [s. n.], 2020.
- SU, A. *et al.* Membrane residual stresses and local buckling of S960 ultra-high strength steel welded I-section stub columns. **Thin-Walled Structures**, [s. l.], v. 161, n. January, p. 107497, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.107497>.
- SUA-IAM, G.; JAMNAM, S. Influence of calcium carbonate on green self-compacting concrete incorporating porcelain tile waste as coarse aggregate replacement. **Case Studies in Construction Materials**, [s. l.], v. 19, n. June, p. e02366, 2023. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02366>.
- SWEEDAN, A. M. I. Elastic lateral stability of I-shaped cellular steel beams. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 67, n. 2, p. 151–163, 2011. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.08.009>.
- TAM, V. W. Y.; SOOMRO, M.; EVANGELISTA, A. C. J. A review of recycled aggregate in concrete applications (2000–2017). **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 172, p. 272–292, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.240>.
- THAI, D. K.; NGUYEN, D. L.; NGUYEN, D. D. A calibration of the material model for FRC. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 254, p. 119293, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119293>.
- TONG, L. *et al.* Experiment and finite element analysis of bending behavior of high strength steel-UHPC composite beams. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 266, n. February, p. 114594, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114594>.
- TORRES, C. A. benedetty. **EFEITO DA ORIENTAÇÃO DE FIBRAS DE AÇO E PROPRIEDADES DA INTERFACE FIBRA-MATRIZ NO COMPORTAMENTO DO CONCRETO AUTOADENSÁVEL DE ALTA RESISTÊNCIA**. 2022. - Universidade Estadual de Campinas, [s. l.], 2022.
- TSAVDARIDIS, K. D.; D'MELLO, C. Vierendeel Bending Study of Perforated Steel Beams with Various Novel Web Opening Shapes through Nonlinear Finite-Element Analyses. **Journal of Structural Engineering**, [s. l.], v. 138, n. 10, p. 1214–1230, 2012.
- TSAVDARIDIS, K. D.; D'MELLO, C. Web buckling study of the behaviour and strength of perforated steel beams with different novel web opening shapes. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 67, n. 10, p. 1605–1620, 2011. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.04.004>.
- TSAVDARIDIS, K. D.; GALIATSATOS, G. Assessment of cellular beams with transverse stiffeners and closely spaced web openings. **Thin-Walled Structures**, [s. l.], v. 94, p. 636–650, 2015. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2015.05.005>.
- VIEIRA, W. B. **Estudo Numérico-Experimental Da Flambagem Do Montante De Alma Em Vigas Casteladas De Aço**. 2015. 209 f. - Universidade Federal de Viçosa, [s. l.], 2015.
- WAN, Z. *et al.* Structural performance of steel–concrete composite beams with UHPC overlays under hogging moment. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 270, n. September, p. 114866, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114866>.
- WANG, B. *et al.* A Comprehensive Review on Recycled Aggregate and Recycled Aggregate

Concrete. **Resources, Conservation and Recycling**, [s. l.], v. 171, n. September 2020, p. 105565, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2021.105565>.

WU, Z. *et al.* Effects of steel fiber content and shape on mechanical properties of ultra high performance concrete. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 103, p. 8–14, 2016. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.11.028>.

ZHANG, Y. qiao *et al.* Effect of Heat Input on Microstructure and Toughness of Coarse Grain Heat Affected Zone in Nb Microalloyed HSLA Steels. **Journal of Iron and Steel Research International**, [s. l.], v. 16, n. 5, p. 73–80, 2009.

ZHANG, J. *et al.* Flexural behavior of steel-MPC based high performance concrete composite beams subjected to hogging moments. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 276, n. November 2022, p. 115335, 2023. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115335>.

ZHANG, J.; SU, A.; JIANG, K. Post-fire behavior and residual resistances of S890 ultra-high strength steel circular hollow sections under combined compression and bending. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 316, p. 118519, 2024. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029624010812>.

ZHAO, H.; YUAN, Y. Experimental studies on composite beams with high-strength steel and concrete. **Steel and Composite Structures**, [s. l.], v. 10, n. 5, p. 373–383, 2010.

ZONG, Y.; LIU, C. M. Microstructure, mechanical properties, and corrosion behavior of ultra-low carbon bainite steel with different niobium content. **Materials**, [s. l.], v. 14, n. 2, p. 1–16, 2021.

APÊNDICES

APÊNDICE A: TABELAS DE RESULTADOS DA PRIMEIRA PARAMÉTRICA

Apêndice A.1: Perfis W 250 x 22,3

D_0/d	p/D_0	L (m)	$M_{cr,MEF}$	$M_{u,MEF}$
0,8	1,2	4	198,13	144,37
0,8	1,2	6	187,56	144,92
0,8	1,2	8	157,54	118,29
0,8	1,3	4	208,74	153,20
0,8	1,3	6	199,37	144,27
0,8	1,3	8	163,49	121,27
0,8	1,4	4	216,86	156,86
0,8	1,4	6	206,96	145,69
0,8	1,4	8	167,89	121,67
0,8	1,5	4	224,34	157,79
0,8	1,5	6	212,07	144,15
0,8	1,5	8	171,48	122,81
0,9	1,2	4	189,40	145,22
0,9	1,2	6	175,58	139,03
0,9	1,2	8	151,90	117,78
0,9	1,3	4	199,21	151,69
0,9	1,3	6	188,48	144,91
0,9	1,3	8	157,76	119,35
0,9	1,4	4	206,30	153,09
0,9	1,4	6	197,06	146,45
0,9	1,4	8	161,90	120,44
0,9	1,5	4	213,66	151,36
0,9	1,5	6	203,54	142,68
0,9	1,5	8	165,34	118,66
1,0	1,2	4	182,81	142,97
1,0	1,2	6	164,62	133,73
1,0	1,2	8	146,88	116,41
1,0	1,3	4	191,02	147,05
1,0	1,3	6	178,06	140,73
1,0	1,3	8	152,78	117,69
1,0	1,4	4	198,41	148,15
1,0	1,4	6	187,64	144,01
1,0	1,4	8	156,92	119,14
1,0	1,5	4	204,32	147,92
1,0	1,5	6	195,10	141,50
1,0	1,5	8	160,32	119,12
1,1	1,2	4	177,17	139,40
1,1	1,2	6	154,97	127,37
1,1	1,2	8	142,41	115,13
1,1	1,3	4	185,17	145,69

1,1	1,3	6	168,27	137,25
1,1	1,3	8	148,45	116,89
1,1	1,4	4	191,39	145,45
1,1	1,4	6	178,67	140,72
1,1	1,4	8	152,86	117,66
1,1	1,5	4	198,21	147,13
1,1	1,5	6	186,96	139,80
1,1	1,5	8	156,21	117,54
1,2	1,2	4	173,69	139,68
1,2	1,2	6	146,72	123,64
1,2	1,2	8	138,30	114,12
1,2	1,3	4	180,37	140,02
1,2	1,3	6	160,03	133,05
1,2	1,3	8	145,03	116,17
1,2	1,4	4	187,19	143,52
1,2	1,4	6	170,42	136,91
1,2	1,4	8	149,47	116,87
1,2	1,5	4	191,76	144,10
1,2	1,5	6	179,16	139,20
1,2	1,5	8	152,85	120,44

Apêndice A.2: Perfis W 250 x 28,4

D_0/d	p/D_0	L (m)	$M_{cr,MEF}$	$M_{u,MEF}$
0,8	1,2	4	280,34	206,44
0,8	1,2	6	261,60	191,37
0,8	1,2	8	226,21	164,14
0,8	1,3	4	293,29	208,72
0,8	1,3	6	278,31	199,94
0,8	1,3	8	234,15	169,84
0,8	1,4	4	303,43	208,59
0,8	1,4	6	289,56	200,46
0,8	1,4	8	239,77	169,21
0,8	1,5	4	312,51	213,56
0,8	1,5	6	297,70	197,61
0,8	1,5	8	244,43	169,30
0,9	1,2	4	269,25	200,49
0,9	1,2	6	244,73	190,65
0,9	1,2	8	218,12	162,62
0,9	1,3	4	281,26	205,57
0,9	1,3	6	262,69	197,79
0,9	1,3	8	225,98	168,99
0,9	1,4	4	290,33	204,26
0,9	1,4	6	275,30	202,18
0,9	1,4	8	231,71	167,78
0,9	1,5	4	299,41	208,24
0,9	1,5	6	285,07	198,34
0,9	1,5	8	236,12	170,10

1,0	1,2	4	261,12	197,86
1,0	1,2	6	229,98	185,53
1,0	1,2	8	211,25	162,68
1,0	1,3	4	271,47	197,89
1,0	1,3	6	248,18	195,44
1,0	1,3	8	219,72	167,42
1,0	1,4	4	280,52	205,81
1,0	1,4	6	261,76	196,33
1,0	1,4	8	225,05	167,04
1,0	1,5	4	287,77	202,88
1,0	1,5	6	272,77	194,93
1,0	1,5	8	229,42	167,16
1,1	1,2	4	255,77	195,28
1,1	1,2	6	217,28	177,55
1,1	1,2	8	204,61	161,08
1,1	1,3	4	264,45	199,27
1,1	1,3	6	235,09	188,58
1,1	1,3	8	213,78	166,30
1,1	1,4	4	272,06	199,71
1,1	1,4	6	249,19	193,80
1,1	1,4	8	219,61	166,18
1,1	1,5	4	280,44	205,06
1,1	1,5	6	261,19	191,68
1,1	1,5	8	224,20	164,94
1,2	1,2	4	250,05	194,55
1,2	1,2	6	206,30	170,78
1,2	1,2	8	198,29	159,29
1,2	1,3	4	258,57	191,91
1,2	1,3	6	223,85	180,47
1,2	1,3	8	208,67	167,04
1,2	1,4	4	266,52	198,64
1,2	1,4	6	237,65	187,71
1,2	1,4	8	214,61	165,84
1,2	1,5	4	272,78	199,62
1,2	1,5	6	250,38	190,09
1,2	1,5	8	219,73	166,14

Apêndice A.3: Perfis W 250 x 38,5

D_0/d	p/D_0	L (m)	$M_{cr,MEF}$	$M_{u,MEF}$
0,8	1,2	4	643,61	320,85
0,8	1,2	6	476,91	312,28
0,8	1,2	8	466,74	302,75
0,8	1,3	4	655,63	324,78
0,8	1,3	6	505,10	314,79
0,8	1,3	8	496,92	305,02
0,8	1,4	4	665,01	326,83
0,8	1,4	6	527,78	318,31

0,8	1,4	8	516,78	304,00
0,8	1,5	4	669,61	320,93
0,8	1,5	6	547,24	316,89
0,8	1,5	8	530,76	305,57
0,9	1,2	4	638,10	324,29
0,9	1,2	6	454,85	310,24
0,9	1,2	8	439,05	296,32
0,9	1,3	4	649,04	328,01
0,9	1,3	6	481,19	312,55
0,9	1,3	8	471,13	308,06
0,9	1,4	4	655,53	322,48
0,9	1,4	6	501,98	318,42
0,9	1,4	8	493,74	297,67
0,9	1,5	4	661,60	321,38
0,9	1,5	6	520,91	316,85
0,9	1,5	8	510,67	301,06
1,0	1,2	4	635,67	329,45
1,0	1,2	6	437,55	299,49
1,0	1,2	8	414,42	285,06
1,0	1,3	4	647,23	331,78
1,0	1,3	6	462,03	315,84
1,0	1,3	8	447,03	303,45
1,0	1,4	4	651,16	325,31
1,0	1,4	6	481,11	317,25
1,0	1,4	8	471,45	312,95
1,0	1,5	4	653,74	319,55
1,0	1,5	6	499,24	308,05
1,0	1,5	8	490,62	304,36
1,1	1,2	4	637,86	338,01
1,1	1,2	6	424,56	306,29
1,1	1,2	8	393,37	289,91
1,1	1,3	4	643,79	333,63
1,1	1,3	6	446,18	306,27
1,1	1,3	8	425,42	303,89
1,1	1,4	4	647,63	323,10
1,1	1,4	6	464,68	300,91
1,1	1,4	8	450,80	301,02
1,1	1,5	4	652,68	321,16
1,1	1,5	6	481,59	298,25
1,1	1,5	8	472,20	306,99
1,2	1,2	4	637,75	331,57
1,2	1,2	6	413,84	292,97
1,2	1,2	8	375,14	284,27
1,2	1,3	4	643,22	326,23
1,2	1,3	6	433,96	298,40
1,2	1,3	8	406,30	287,36
1,2	1,4	4	649,54	332,13
1,2	1,4	6	452,17	312,06

1,2	1,4	8	432,16	307,00
1,2	1,5	4	649,60	324,30
1,2	1,5	6	467,48	306,58
1,2	1,5	8	454,38	308,88

Apêndice A.4: Perfis W 310 x 23,8

D_0/d	p/D_0	L (m)	$M_{cr,MEF}$	$M_{u,MEF}$
0,8	1,2	4	179,26	148,75
0,8	1,2	6	152,08	132,66
0,8	1,2	8	143,29	121,88
0,8	1,3	4	184,72	151,66
0,8	1,3	6	163,50	142,65
0,8	1,3	8	149,04	125,96
0,8	1,4	4	189,91	155,71
0,8	1,4	6	171,92	143,92
0,8	1,4	8	152,63	126,35
0,8	1,5	4	193,03	156,65
0,8	1,5	6	178,81	147,94
0,8	1,5	8	154,87	125,76
0,9	1,2	4	173,73	144,51
0,9	1,2	6	141,87	125,83
0,9	1,2	8	136,98	118,66
0,9	1,3	4	179,26	149,90
0,9	1,3	6	152,60	133,92
0,9	1,3	8	143,37	122,05
0,9	1,4	4	183,05	151,01
0,9	1,4	6	161,25	138,90
0,9	1,4	8	147,55	124,29
0,9	1,5	4	186,22	151,54
0,9	1,5	6	168,22	143,97
0,9	1,5	8	150,31	123,95
1,0	1,2	4	170,22	143,40
1,0	1,2	6	133,35	119,23
1,0	1,2	8	130,59	114,52
1,0	1,3	4	174,81	146,21
1,0	1,3	6	143,83	128,01
1,0	1,3	8	138,31	119,98
1,0	1,4	4	179,30	149,34
1,0	1,4	6	151,97	133,09
1,0	1,4	8	142,94	122,44
1,0	1,5	4	181,31	149,60
1,0	1,5	6	158,87	137,12
1,0	1,5	8	145,96	122,36
1,1	1,2	4	167,46	140,63
1,1	1,2	6	126,70	114,52
1,1	1,2	8	124,59	110,58
1,1	1,3	4	172,56	146,05

1,1	1,3	6	136,52	123,02
1,1	1,3	8	133,10	117,14
1,1	1,4	4	175,03	146,09
1,1	1,4	6	144,16	128,96
1,1	1,4	8	138,46	120,06
1,1	1,5	4	177,16	145,66
1,1	1,5	6	151,02	132,45
1,1	1,5	8	141,87	120,29
1,2	1,2	4	166,59	141,53
1,2	1,2	6	121,36	111,14
1,2	1,2	8	118,65	106,21
1,2	1,3	4	169,74	142,78
1,2	1,3	6	130,13	118,05
1,2	1,3	8	127,96	114,07
1,2	1,4	4	172,31	142,62
1,2	1,4	6	137,88	124,04
1,2	1,4	8	134,20	118,21
1,2	1,5	4	176,04	147,32
1,2	1,5	6	144,54	128,58
1,2	1,5	8	138,39	118,68

Apêndice A.5: Perfis W 310 x 28,3

D_0/d	p/D_0	L (m)	$M_{cr,MEF}$	$M_{u,MEF}$
0,8	1,2	4	238,38	193,51
0,8	1,2	6	196,68	161,13
0,8	1,2	8	189,06	159,17
0,8	1,3	4	244,80	195,79
0,8	1,3	6	210,71	166,49
0,8	1,3	8	197,22	163,48
0,8	1,4	4	250,70	194,08
0,8	1,4	6	221,35	188,65
0,8	1,4	8	202,11	164,38
0,8	1,5	4	254,14	201,44
0,8	1,5	6	230,28	192,72
0,8	1,5	8	205,44	163,40
0,9	1,2	4	232,30	189,73
0,9	1,2	6	184,40	161,33
0,9	1,2	8	180,16	154,80
0,9	1,3	4	238,88	195,62
0,9	1,3	6	197,70	172,97
0,9	1,3	8	189,58	160,73
0,9	1,4	4	242,68	194,34
0,9	1,4	6	207,81	180,48
0,9	1,4	8	195,10	162,46
0,9	1,5	4	248,08	199,43
0,9	1,5	6	217,09	184,34
0,9	1,5	8	199,36	162,48

1,0	1,2	4	228,70	189,57
1,0	1,2	6	174,35	154,88
1,0	1,2	8	171,36	148,69
1,0	1,3	4	233,78	190,68
1,0	1,3	6	186,85	165,73
1,0	1,3	8	182,01	151,64
1,0	1,4	4	238,87	195,57
1,0	1,4	6	196,84	172,01
1,0	1,4	8	188,89	160,69
1,0	1,5	4	241,31	195,36
1,0	1,5	6	205,75	175,66
1,0	1,5	8	193,58	161,08
1,1	1,2	4	227,84	190,42
1,1	1,2	6	166,32	149,18
1,1	1,2	8	162,81	135,52
1,1	1,3	4	231,47	191,92
1,1	1,3	6	178,18	159,71
1,1	1,3	8	174,67	152,88
1,1	1,4	4	234,15	191,60
1,1	1,4	6	187,31	152,95
1,1	1,4	8	182,37	156,75
1,1	1,5	4	236,73	188,73
1,1	1,5	6	195,99	171,07
1,1	1,5	8	187,91	158,72
1,2	1,2	4	225,03	187,65
1,2	1,2	6	160,07	139,69
1,2	1,2	8	154,88	125,52
1,2	1,3	4	228,66	188,35
1,2	1,3	6	170,55	153,46
1,2	1,3	8	167,48	143,24
1,2	1,4	4	234,51	193,21
1,2	1,4	6	179,88	161,05
1,2	1,4	8	176,37	153,99
1,2	1,5	4	235,61	192,45
1,2	1,5	6	188,18	157,64
1,2	1,5	8	182,84	155,77

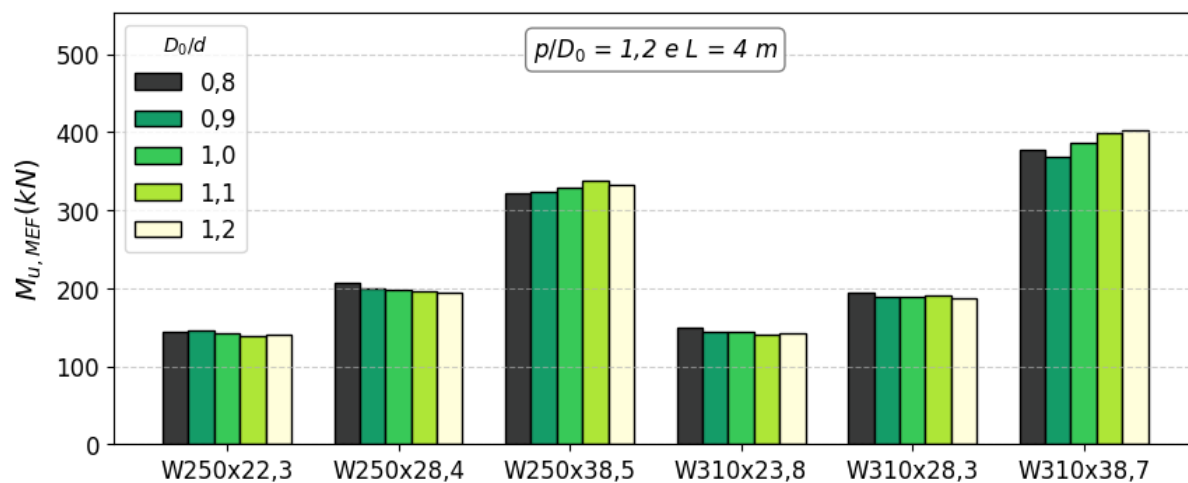
Apêndice A.6: Perfis W 310 x 38,7

D_0/d	p/D_0	L (m)	$M_{cr,MEF}$	$M_{u,MEF}$
0,8	1,2	4	758,38	377,19
0,8	1,2	6	454,94	314,98
0,8	1,2	8	377,07	293,73
0,8	1,3	4	761,23	363,04
0,8	1,3	6	468,03	326,14
0,8	1,3	8	400,41	306,42
0,8	1,4	4	762,64	374,68
0,8	1,4	6	477,58	329,80

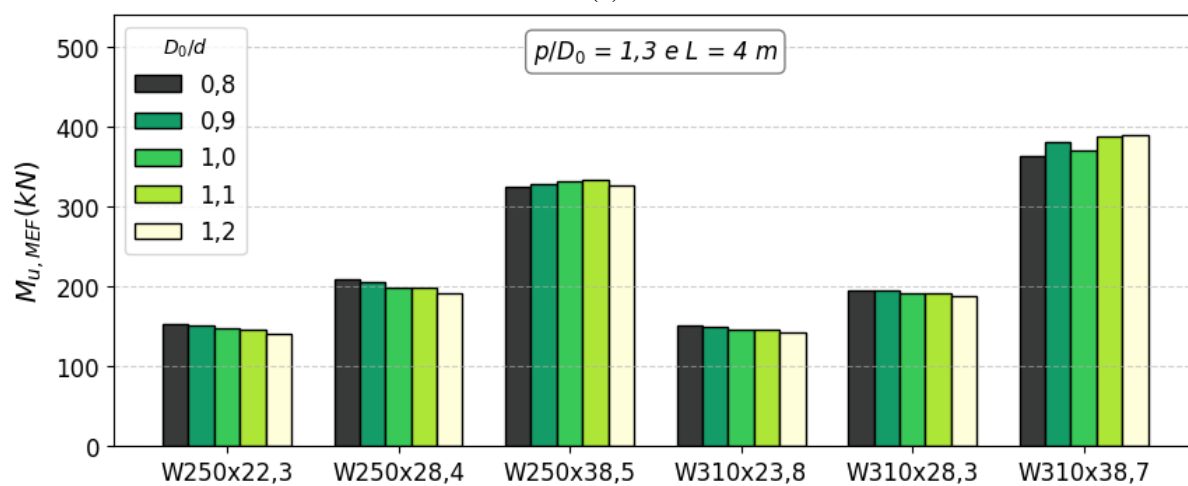
0,8	1,4	8	418,11	313,21
0,8	1,5	4	757,86	363,71
0,8	1,5	6	484,28	327,38
0,8	1,5	8	432,97	312,06
0,9	1,2	4	765,66	367,74
0,9	1,2	6	448,09	318,22
0,9	1,2	8	360,41	281,36
0,9	1,3	4	768,13	380,42
0,9	1,3	6	459,72	324,09
0,9	1,3	8	381,66	294,10
0,9	1,4	4	765,92	367,34
0,9	1,4	6	468,14	323,96
0,9	1,4	8	397,93	284,28
0,9	1,5	4	762,61	372,84
0,9	1,5	6	473,98	317,04
0,9	1,5	8	412,87	298,64
1,0	1,2	4	774,84	386,95
1,0	1,2	6	444,19	311,64
1,0	1,2	8	347,76	274,06
1,0	1,3	4	775,13	370,27
1,0	1,3	6	454,28	314,35
1,0	1,3	8	366,86	293,93
1,0	1,4	4	774,81	387,65
1,0	1,4	6	461,13	322,44
1,0	1,4	8	382,37	296,52
1,0	1,5	4	768,08	366,72
1,0	1,5	6	466,77	324,67
1,0	1,5	8	396,41	291,56
1,1	1,2	4	785,46	399,16
1,1	1,2	6	442,04	322,72
1,1	1,2	8	337,68	275,60
1,1	1,3	4	785,84	388,18
1,1	1,3	6	451,67	330,11
1,1	1,3	8	355,15	285,90
1,1	1,4	4	780,92	385,97
1,1	1,4	6	457,07	318,92
1,1	1,4	8	369,65	296,20
1,1	1,5	4	773,68	360,92
1,1	1,5	6	461,01	320,71
1,1	1,5	8	382,89	298,53
1,2	1,2	4	796,60	402,61
1,2	1,2	6	442,35	325,96
1,2	1,2	8	329,83	269,00
1,2	1,3	4	794,05	389,75
1,2	1,3	6	449,28	327,17
1,2	1,3	8	346,20	274,31
1,2	1,4	4	735,48	405,05
1,2	1,4	6	455,45	330,58

1,2	1,4	8	359,80	288,79
1,2	1,5	4	781,90	388,06
1,2	1,5	6	458,48	322,31
1,2	1,5	8	371,82	290,96

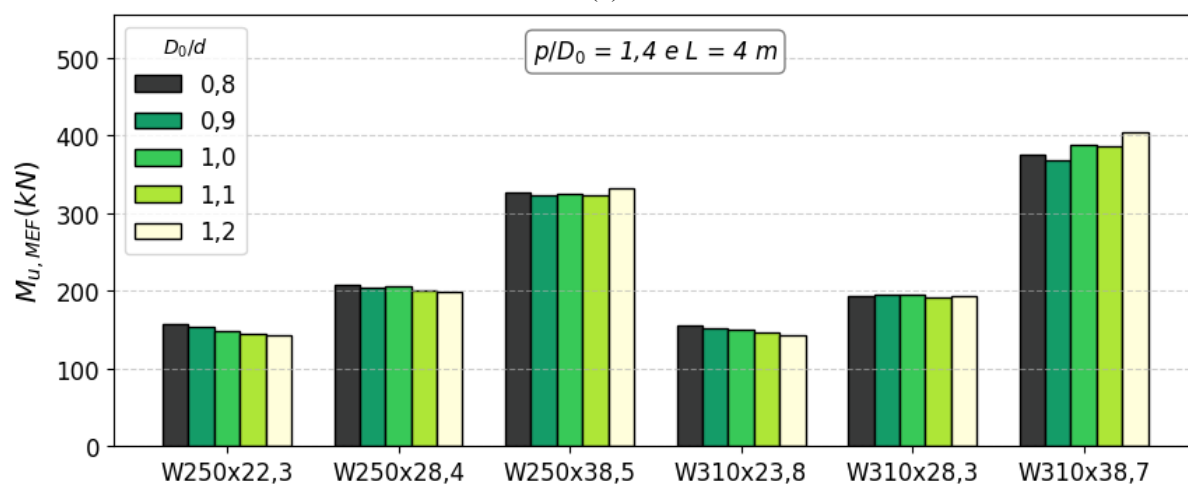
APÊNDICE B: FIGURAS DE RESULTADOS DA PRIMEIRA PARAMÉTRICA

Apêndice B.1: Variação de D_0/d 

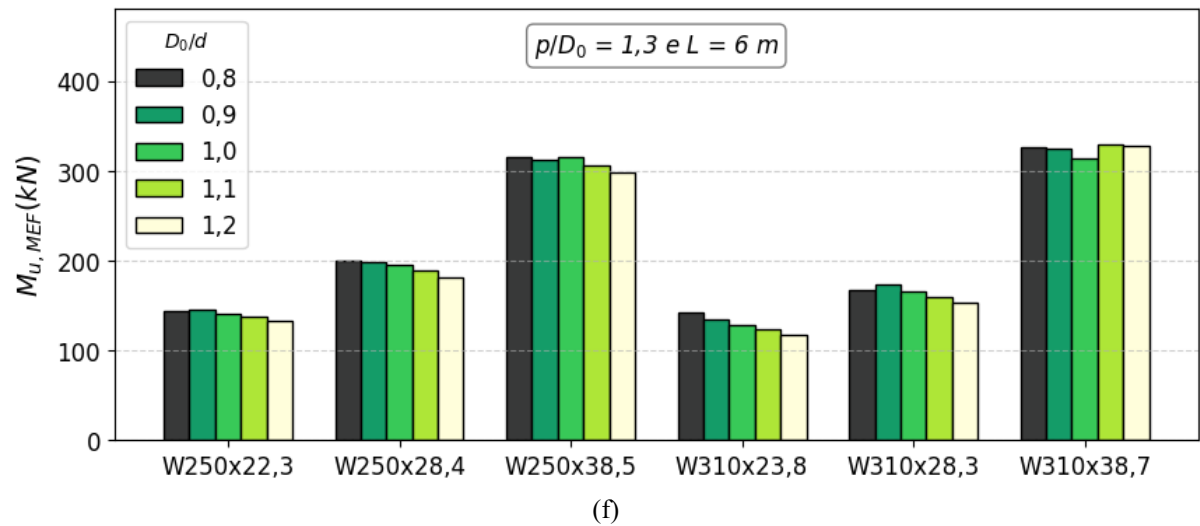
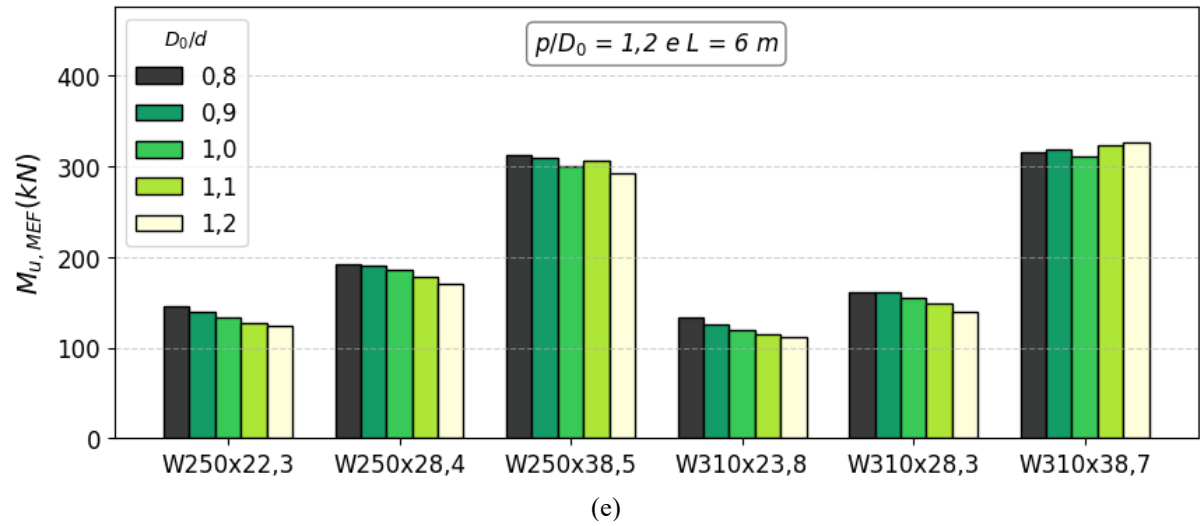
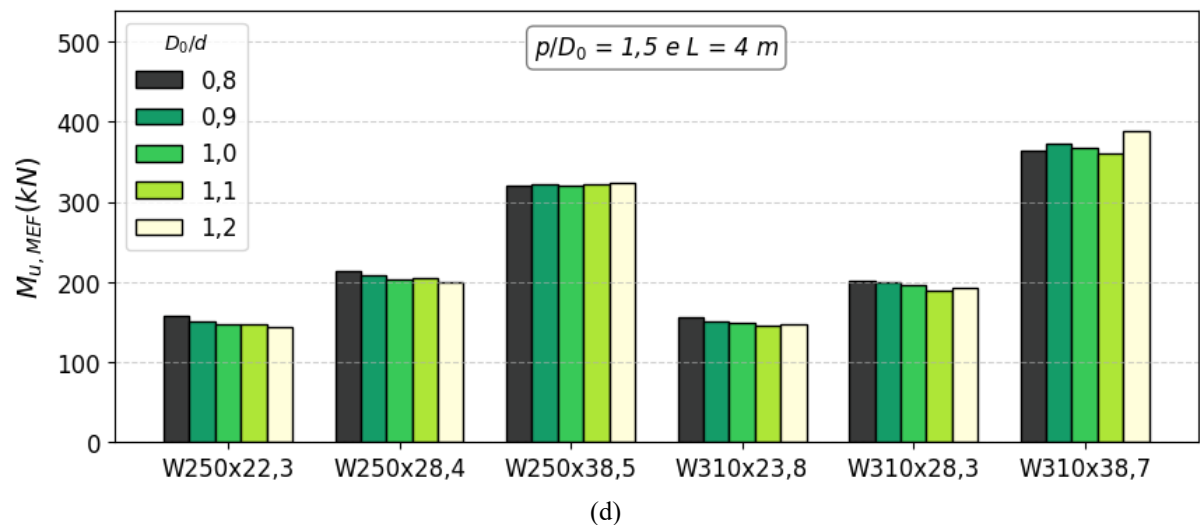
(a)

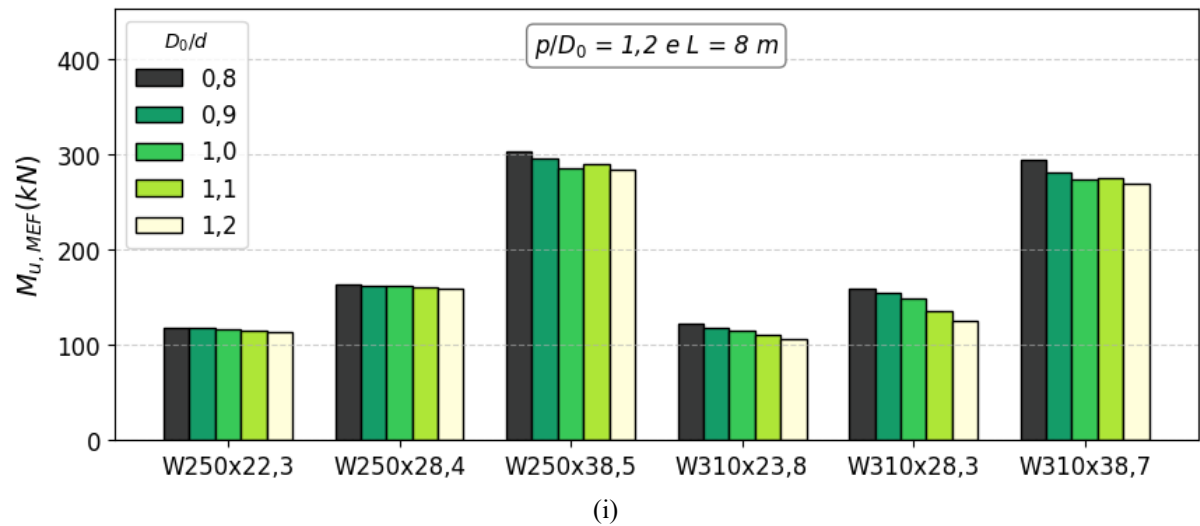
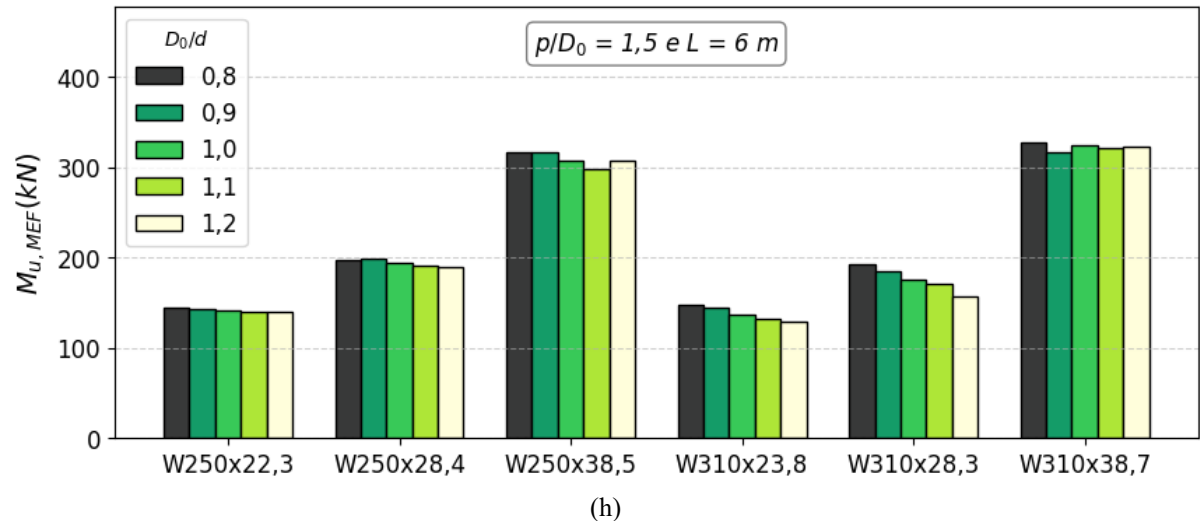
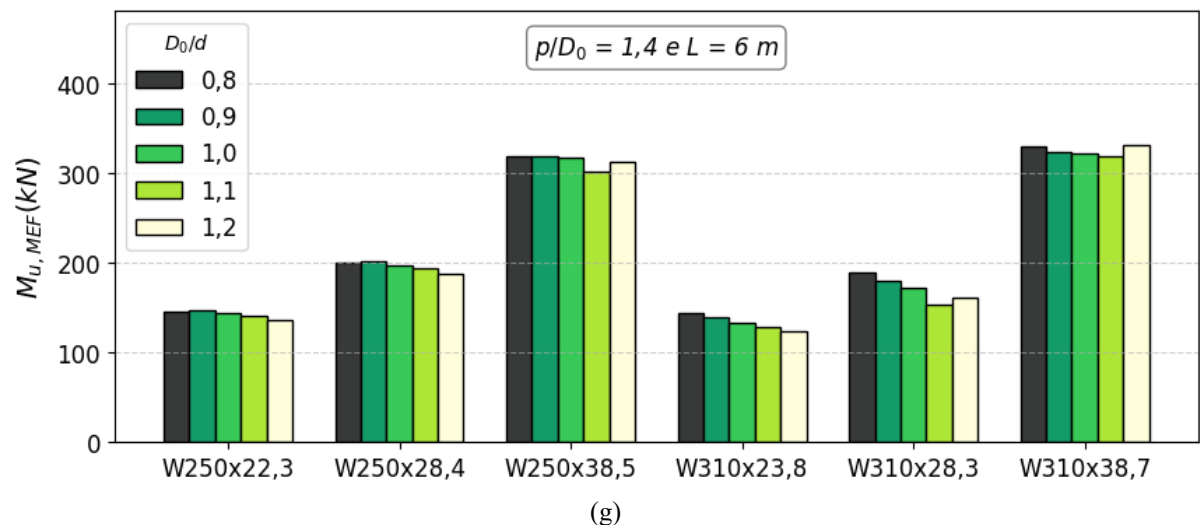


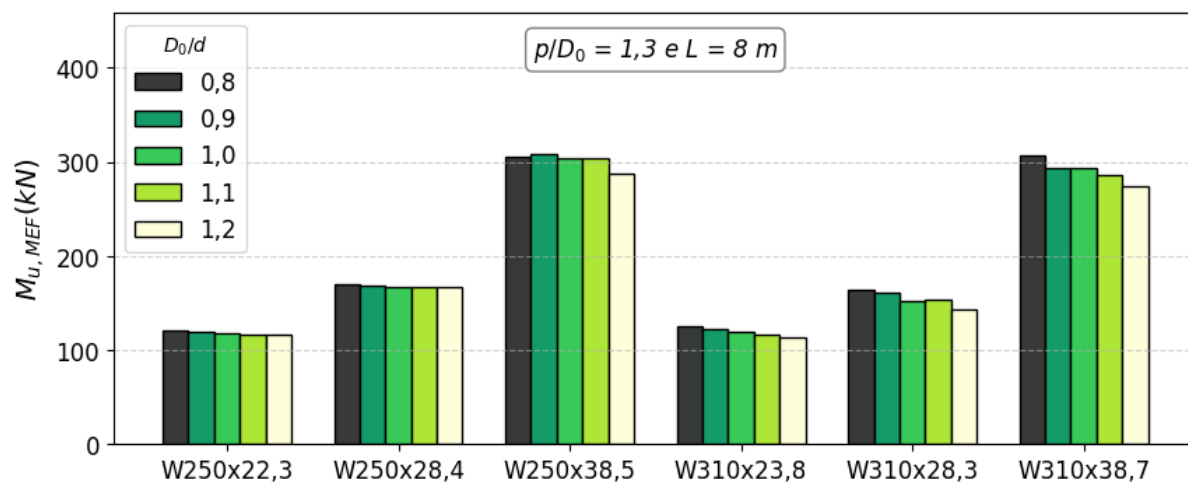
(b)



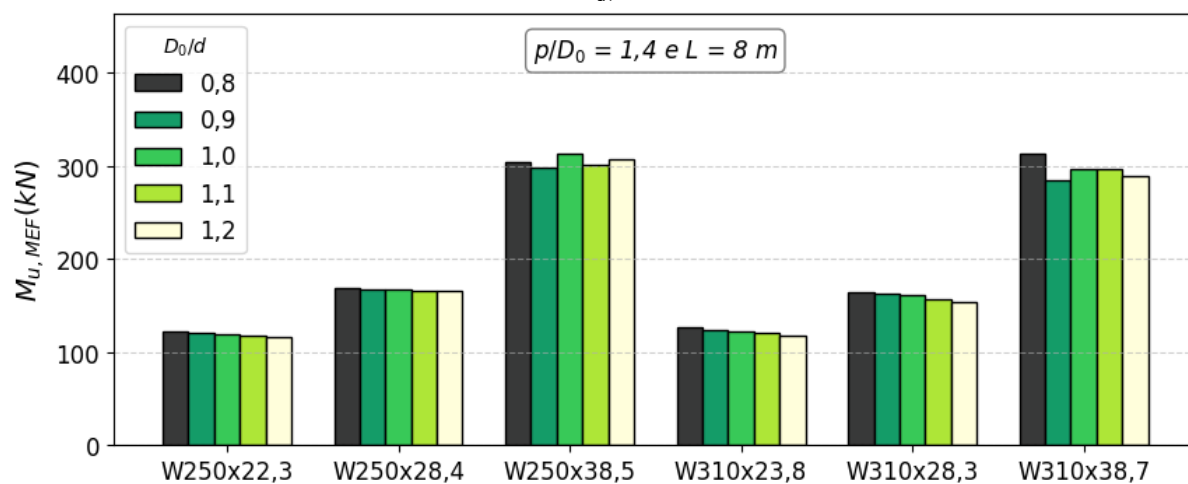
(c)



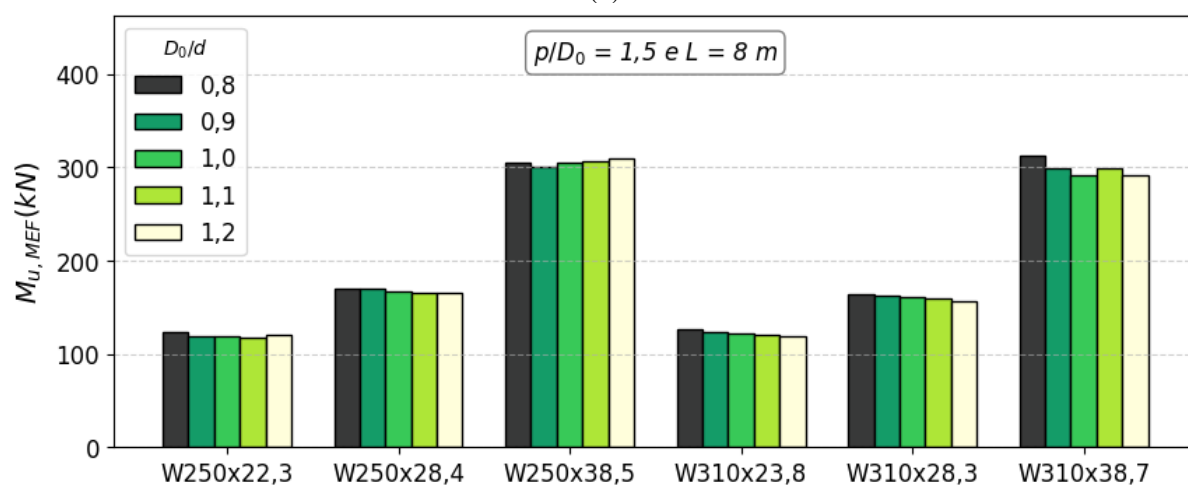




(j)

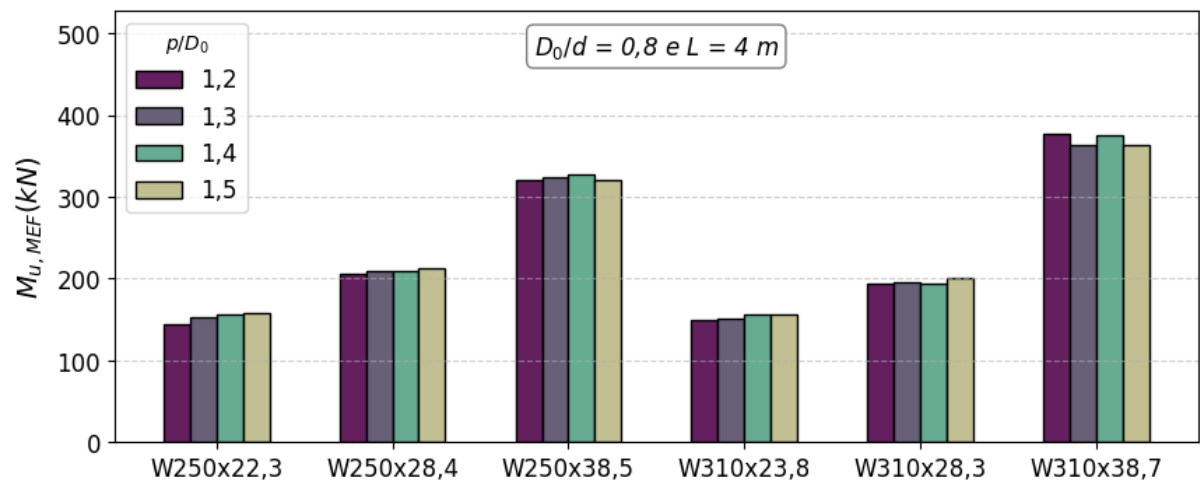


(k)

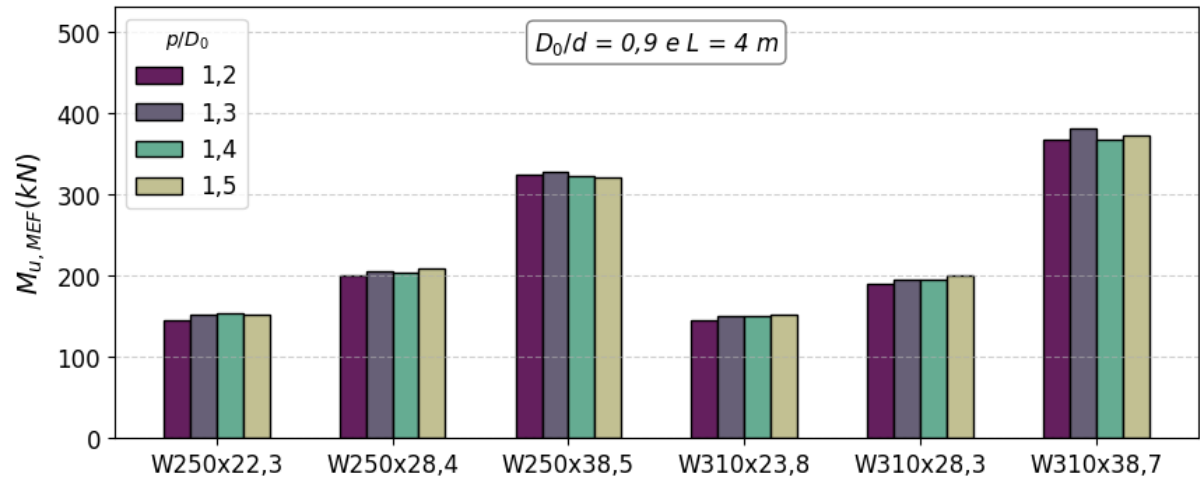


(l)

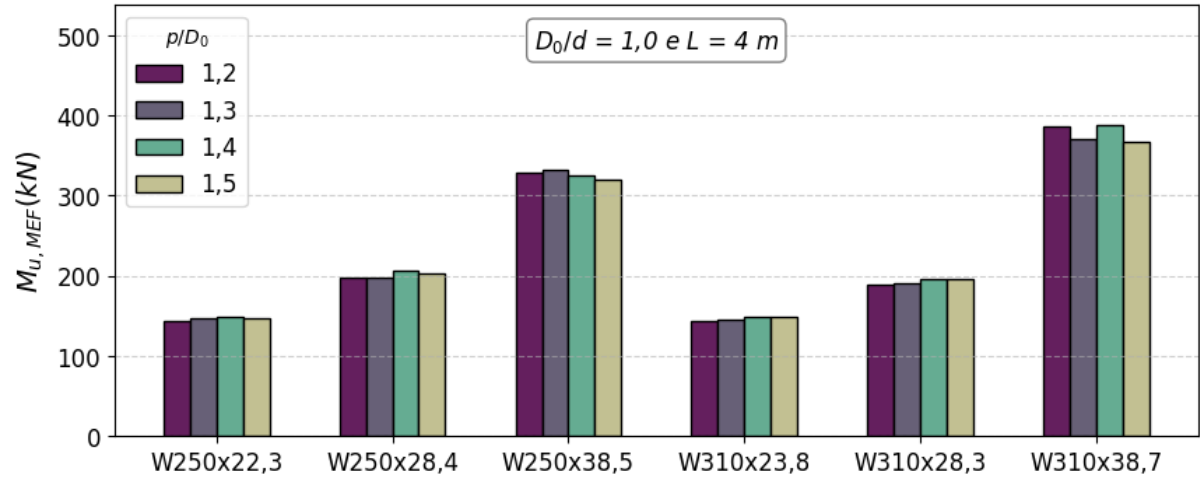
Apêndice B.2: Variação de p/D_0



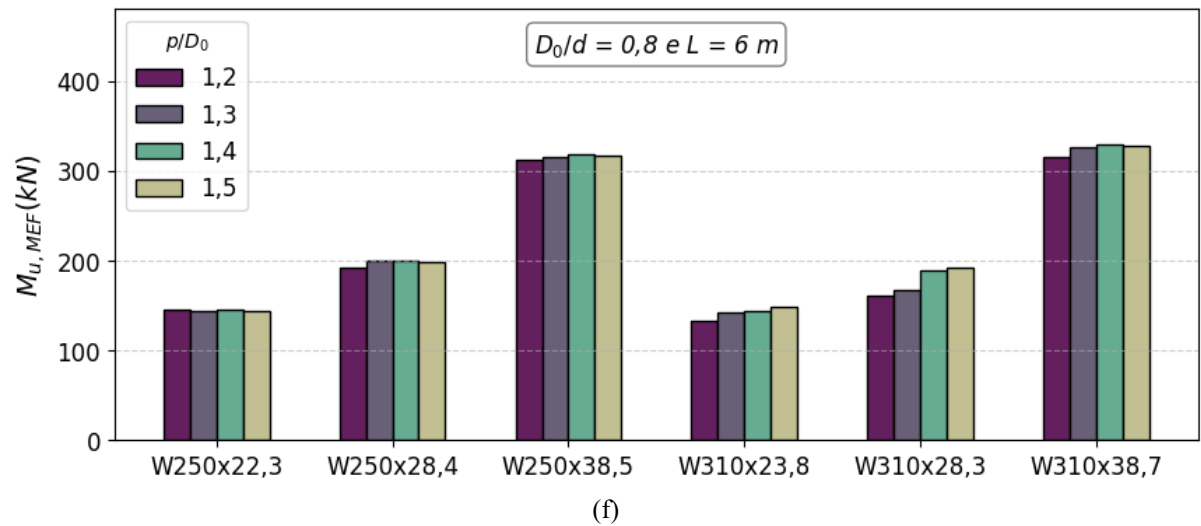
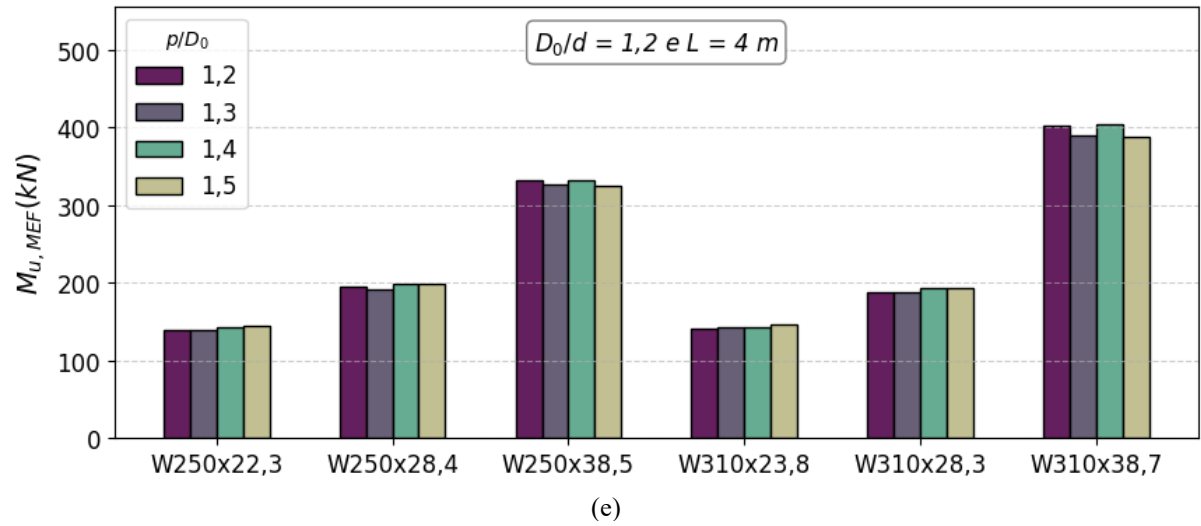
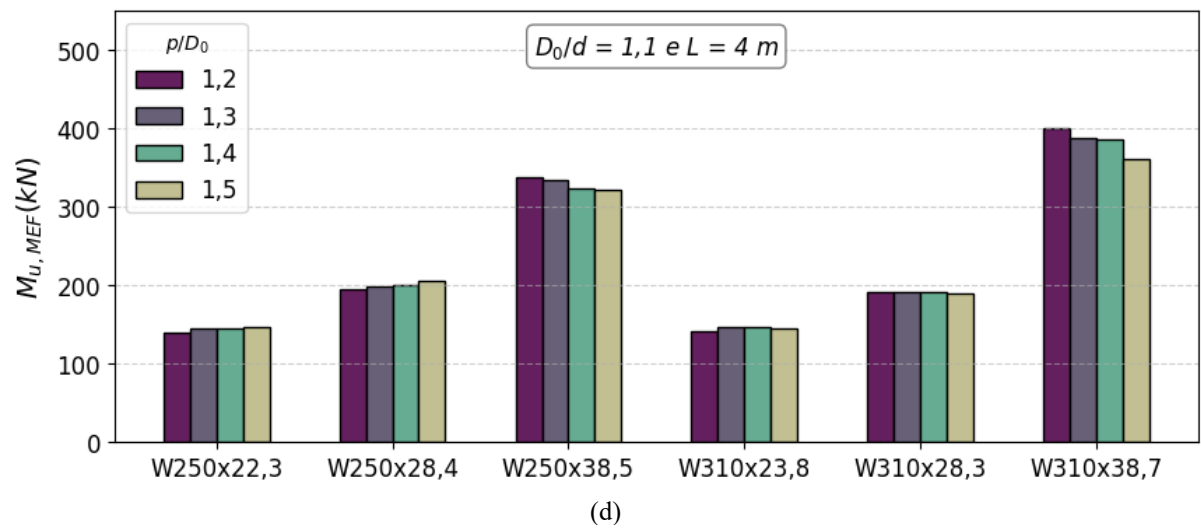
(a)

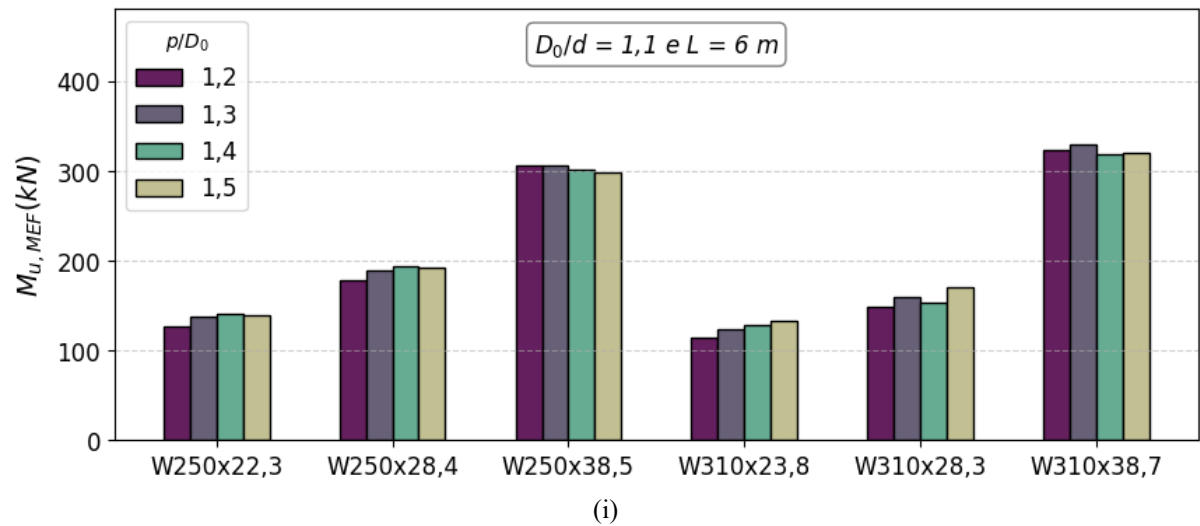
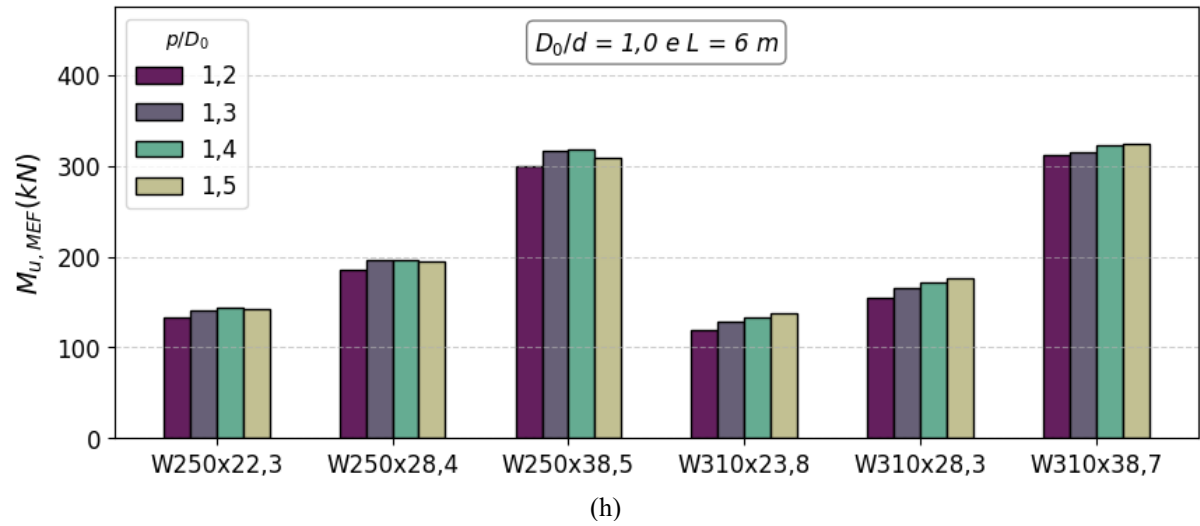
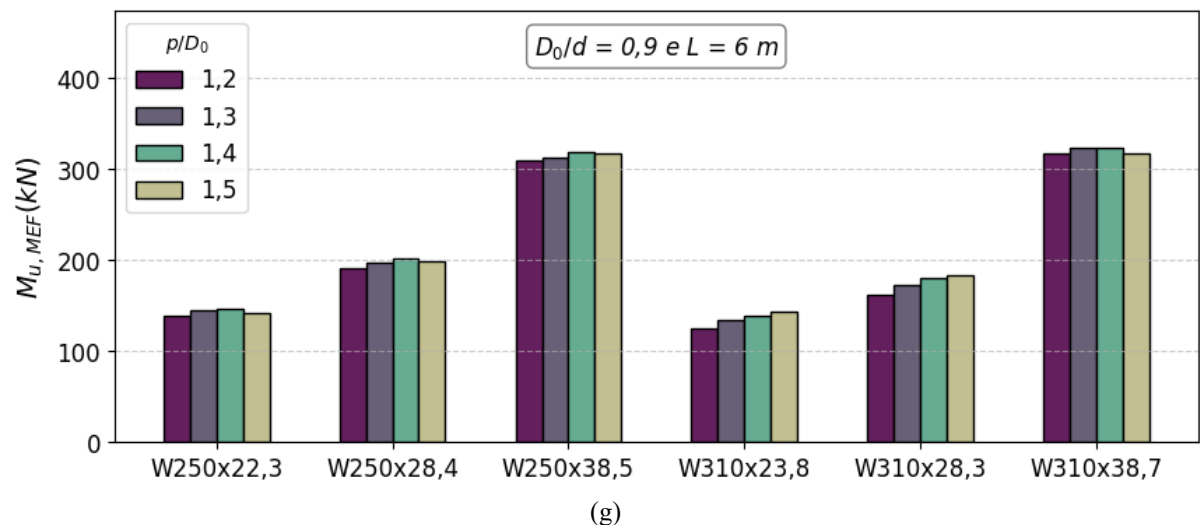


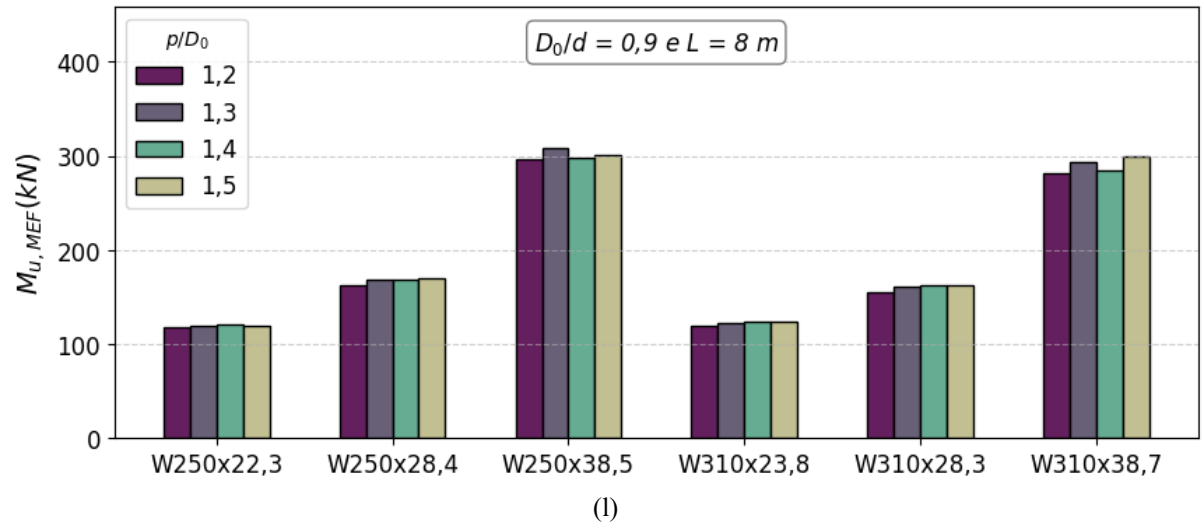
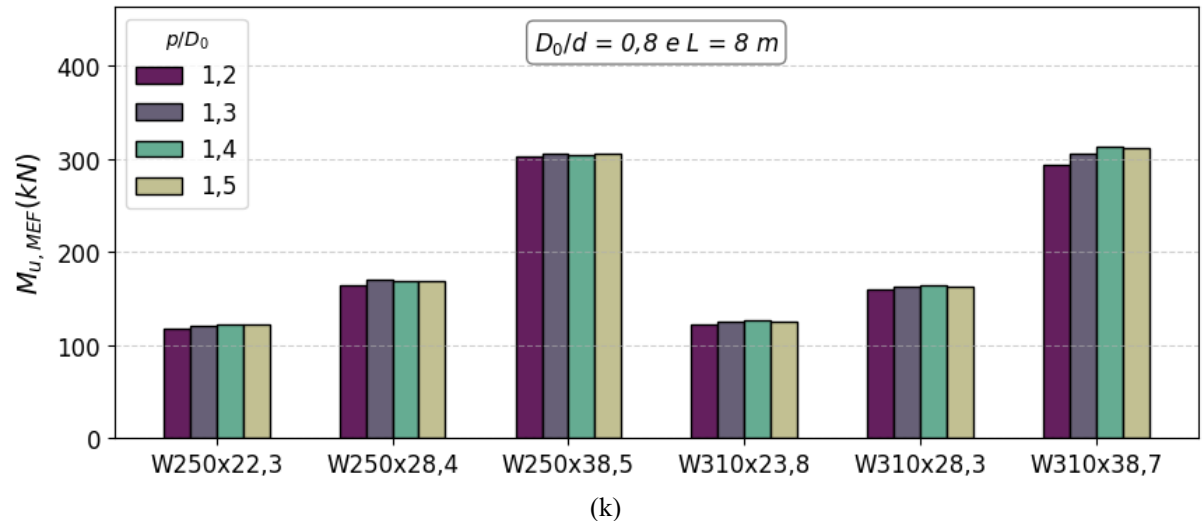
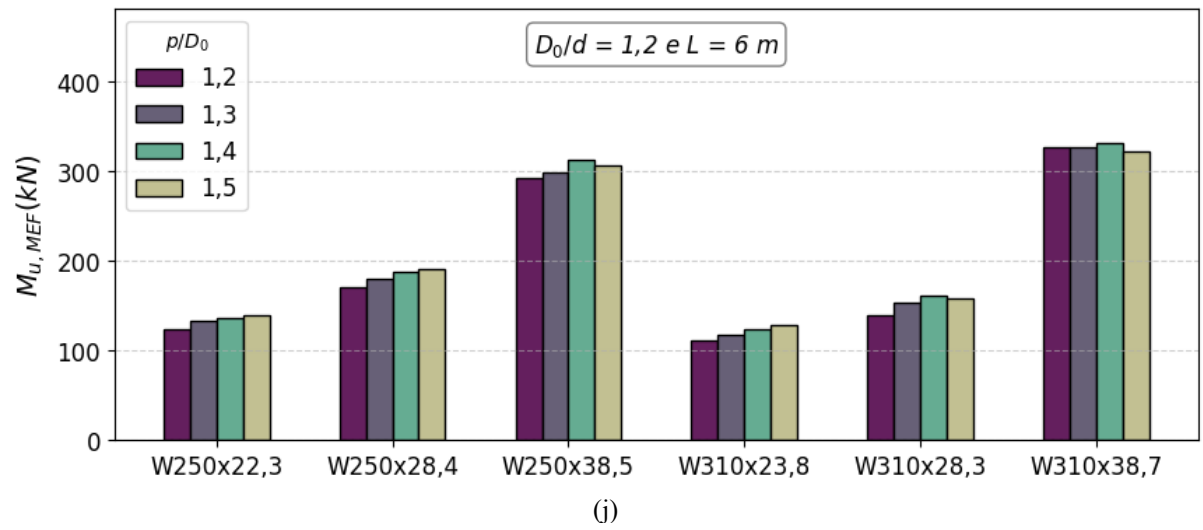
(b)

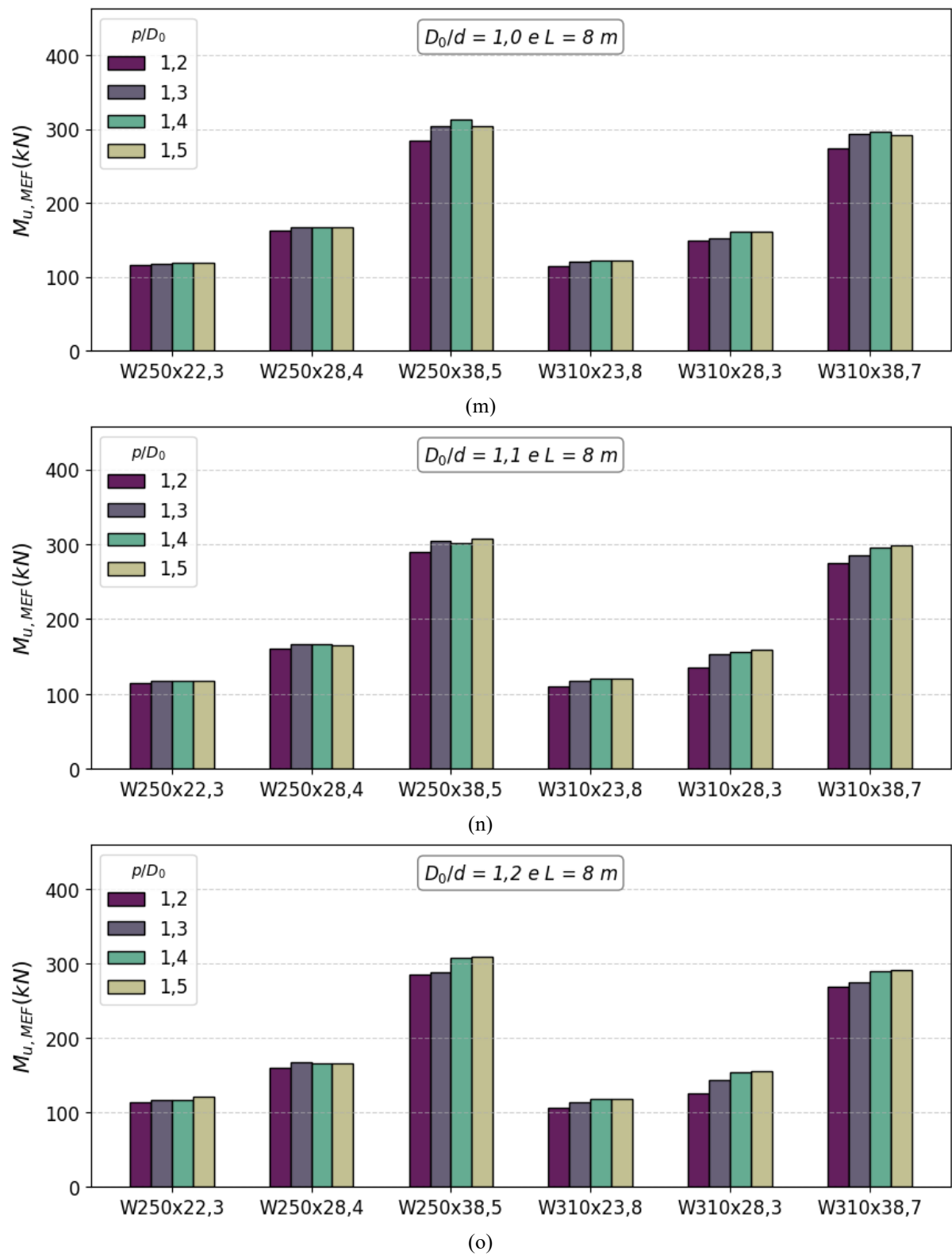


(c)

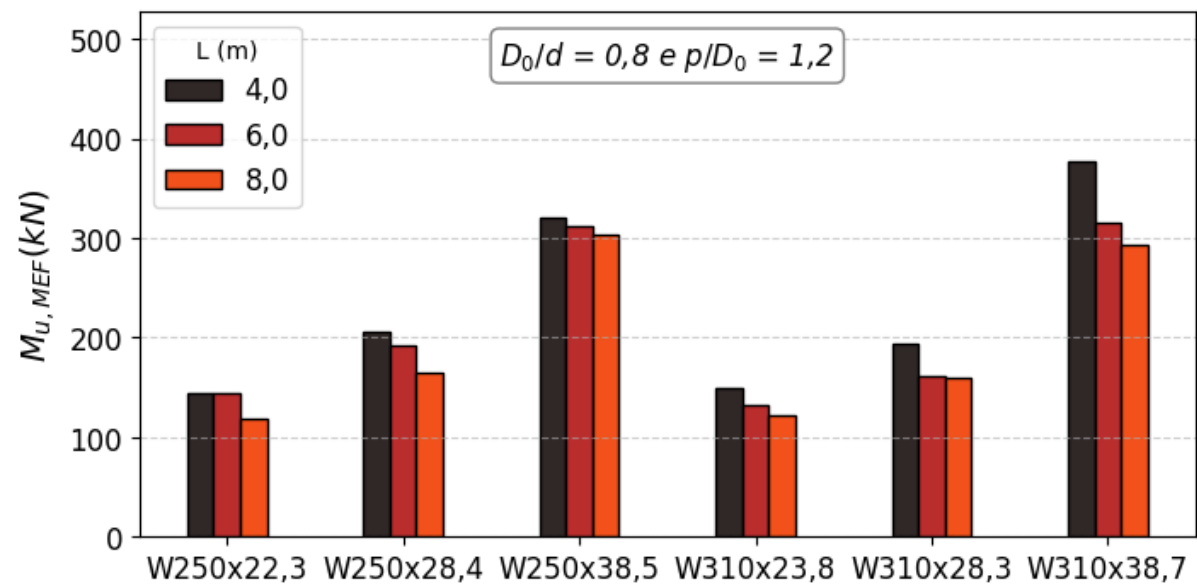




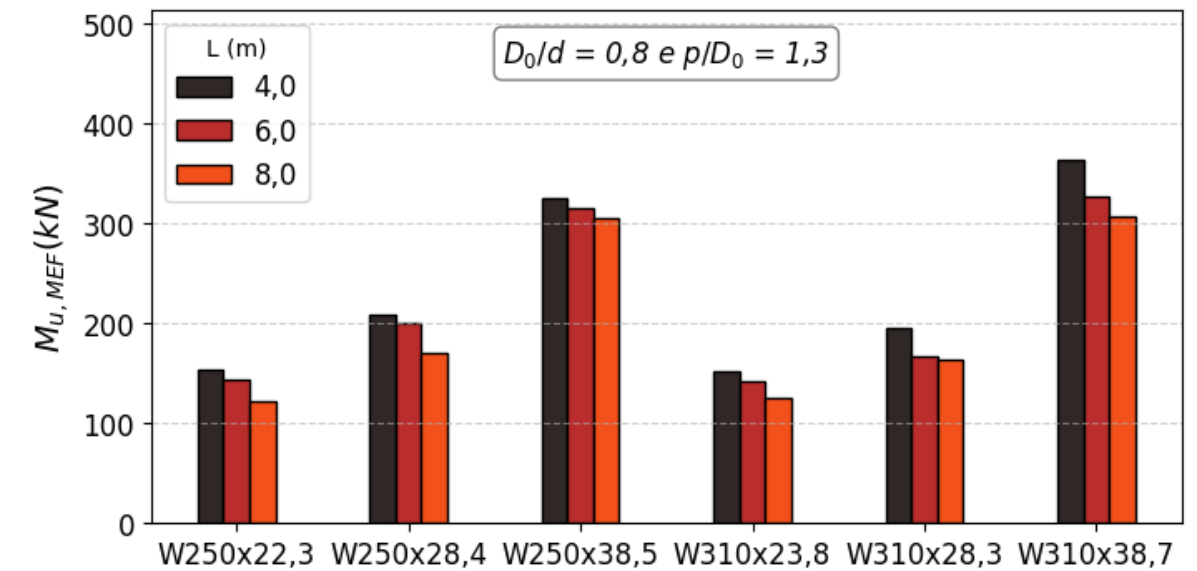




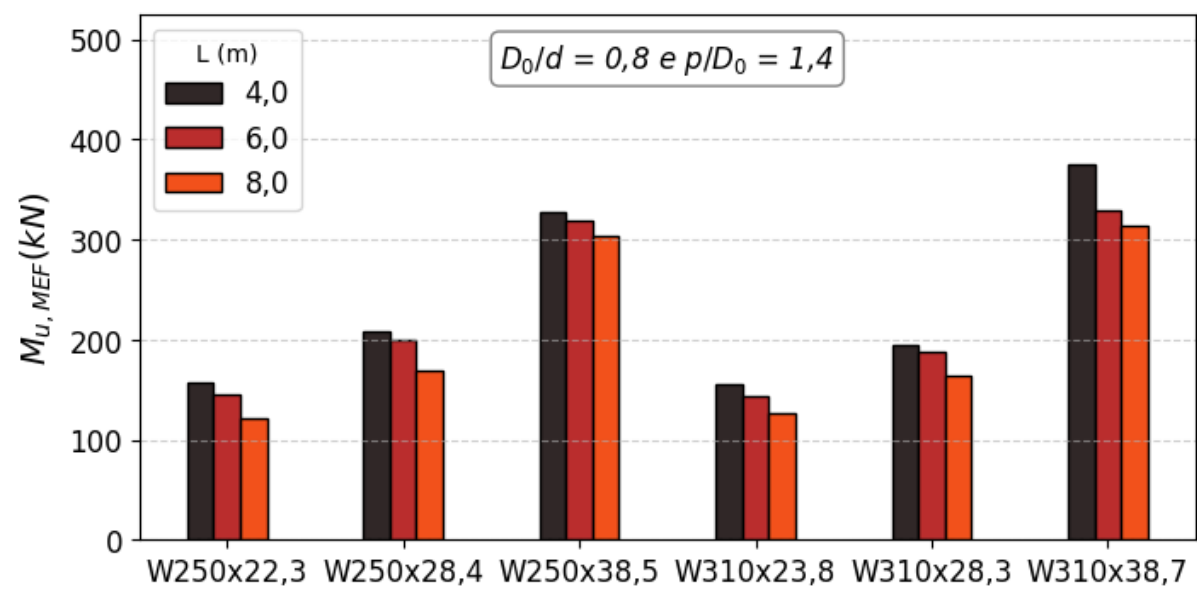
Apêndice B.3: Variação de L

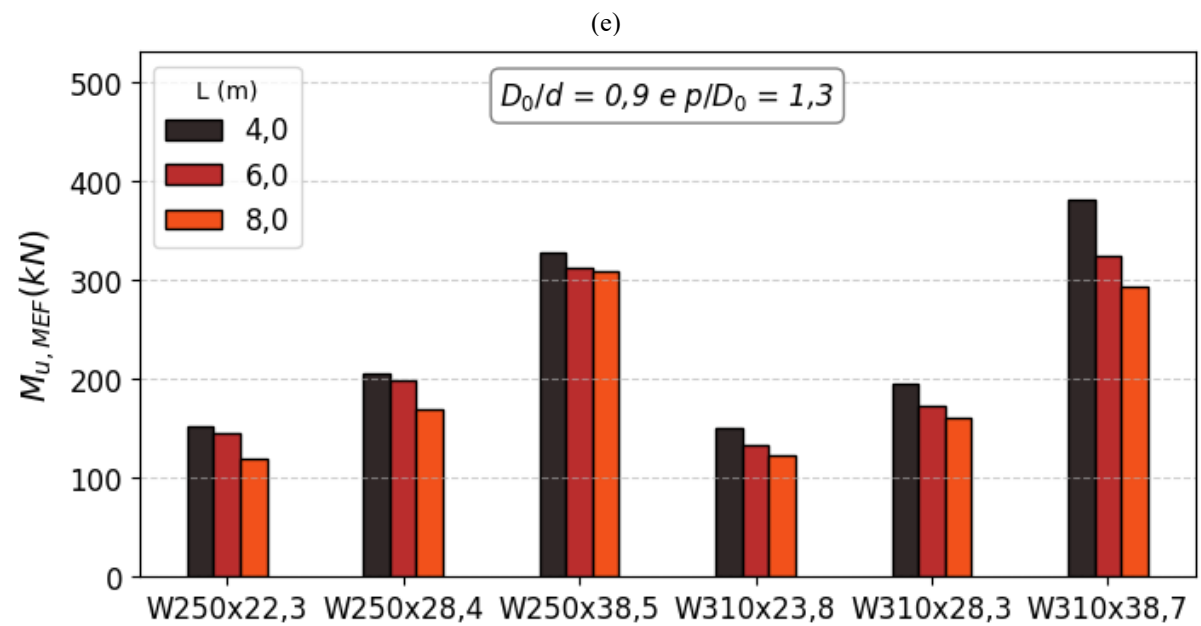
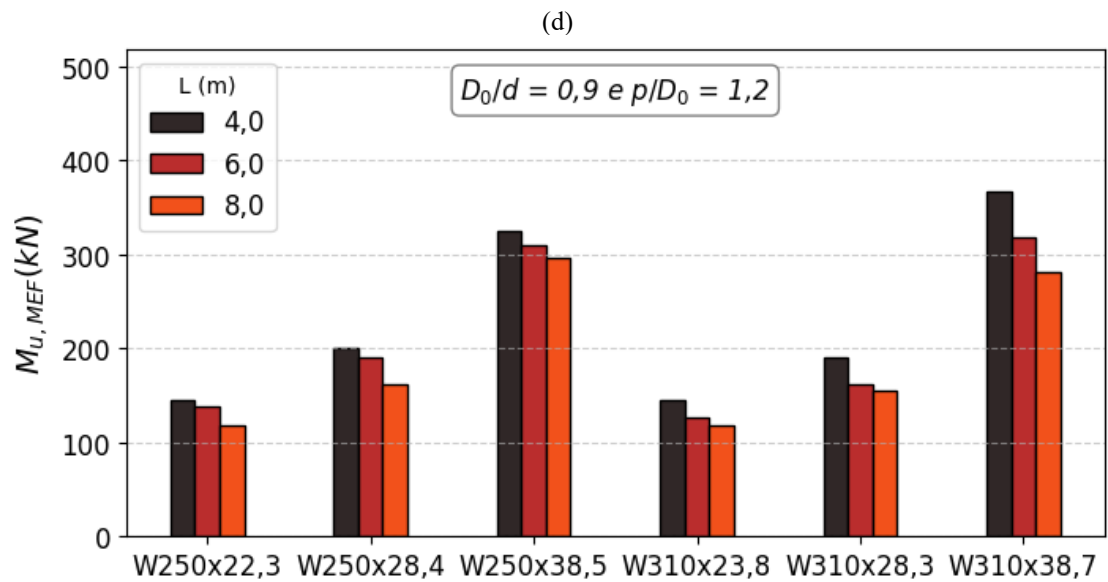
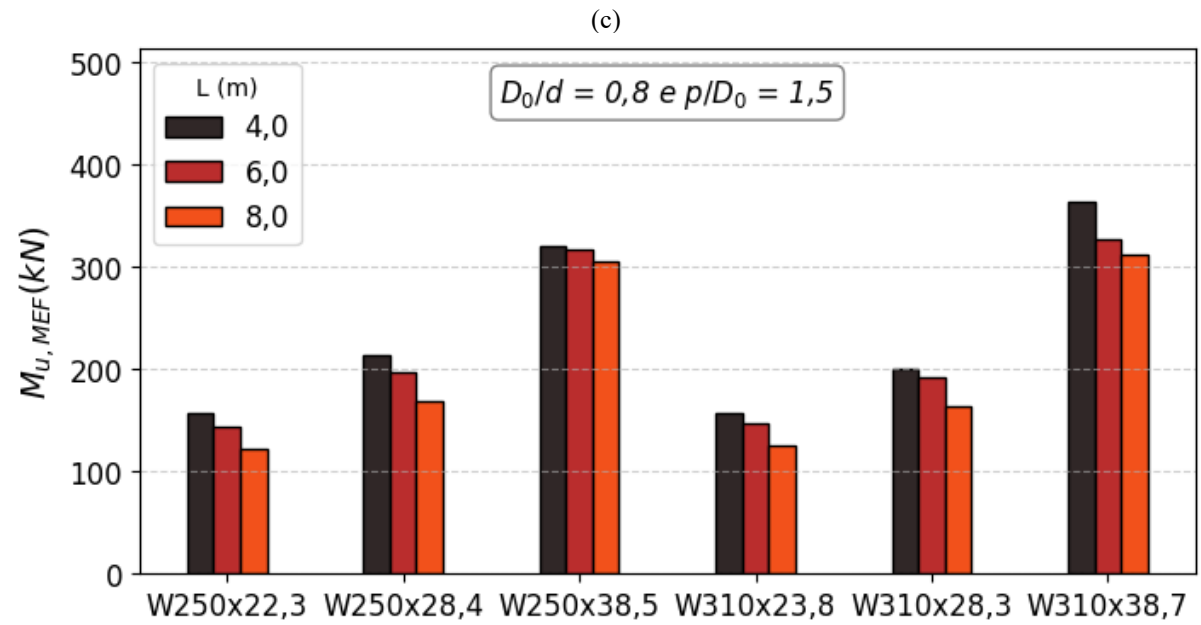


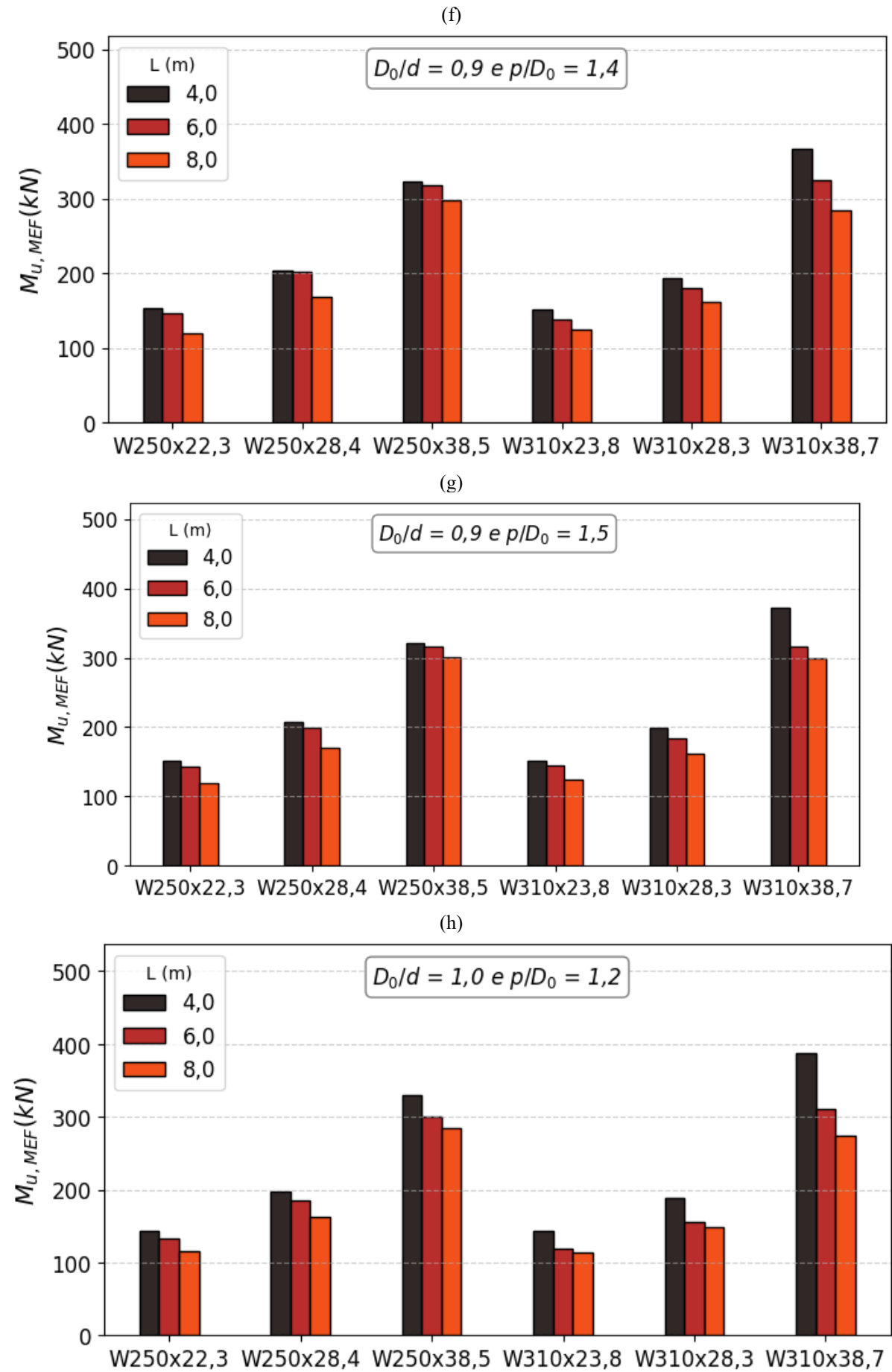
(a)

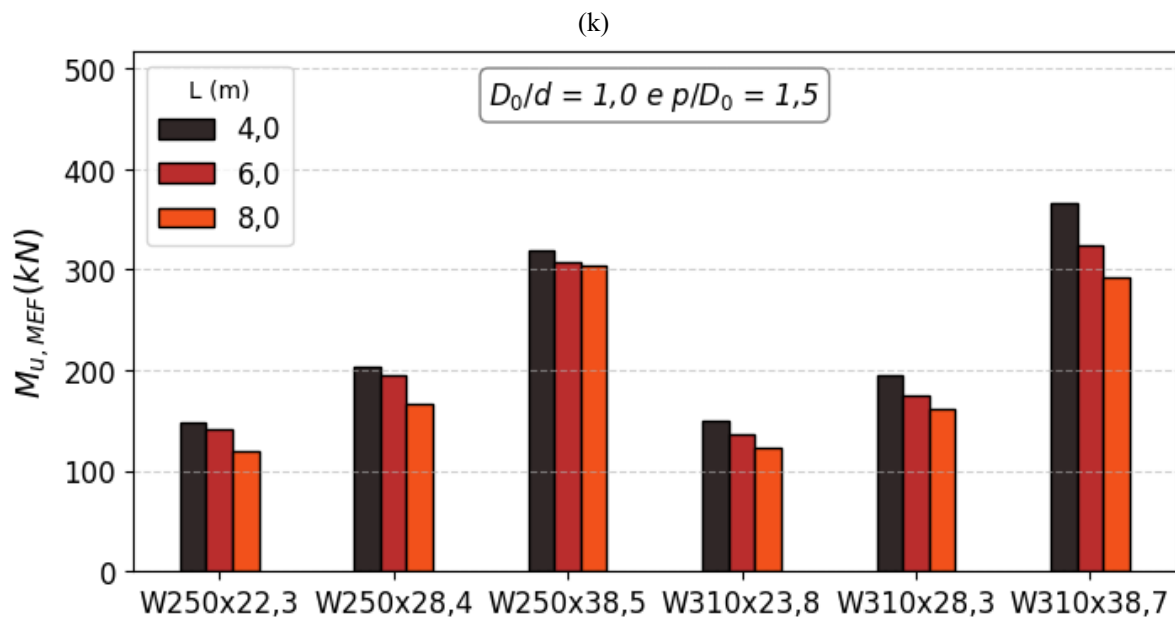
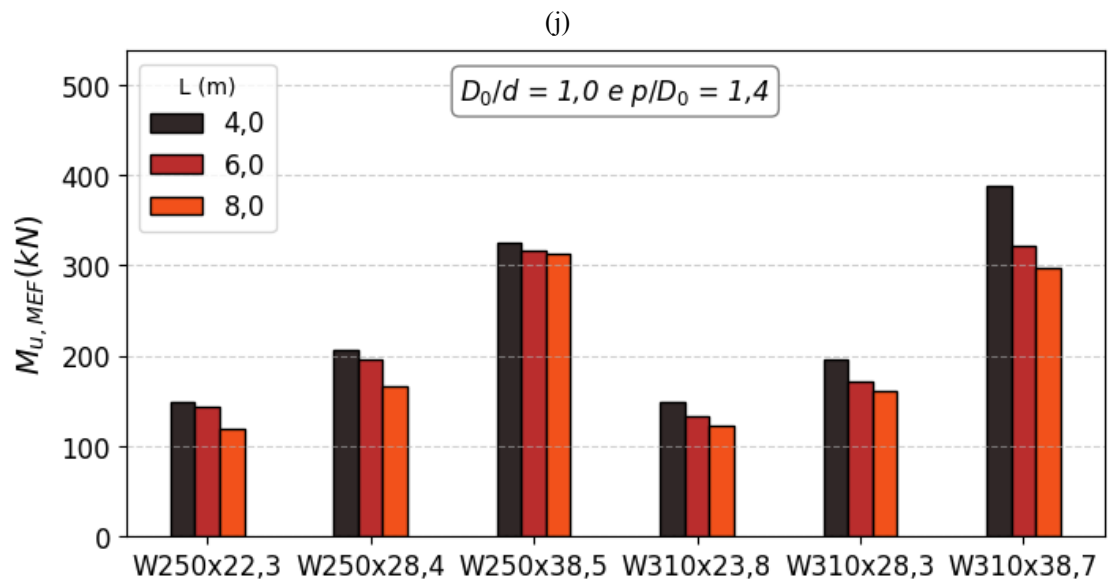
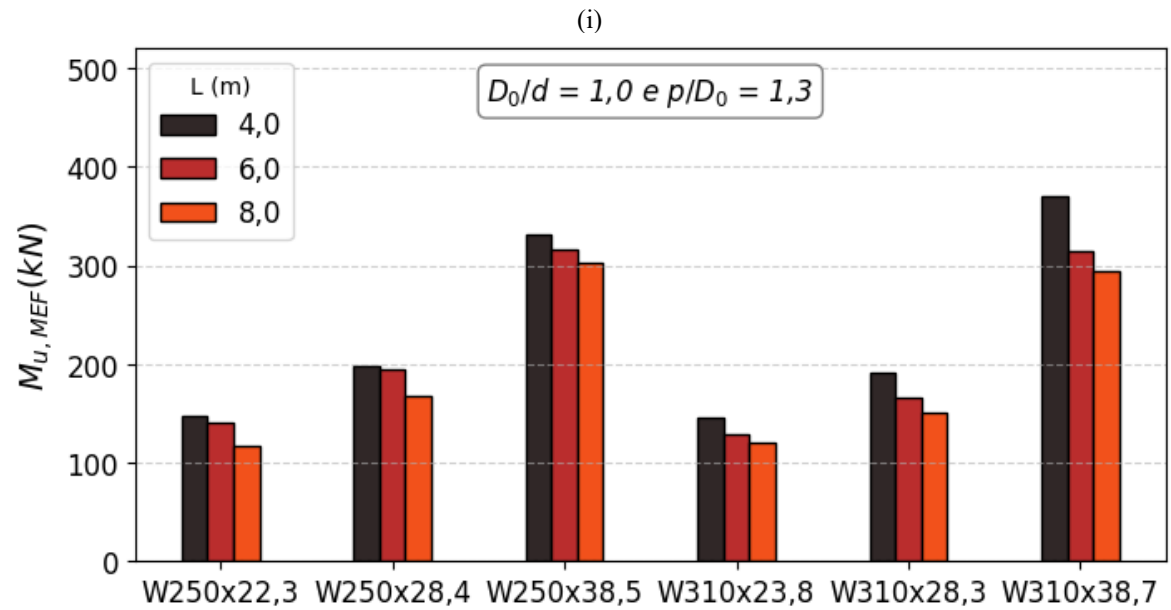


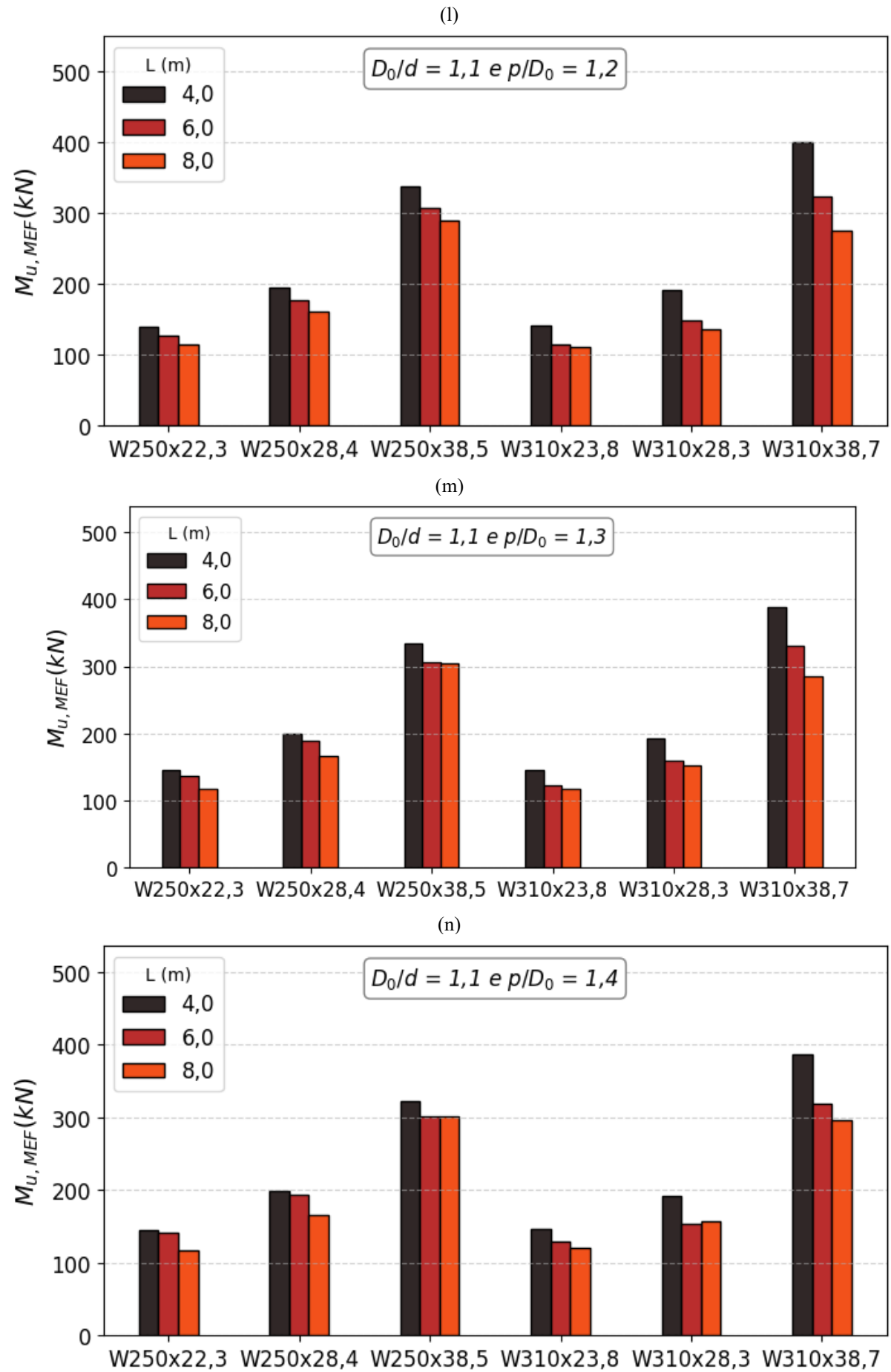
(b)

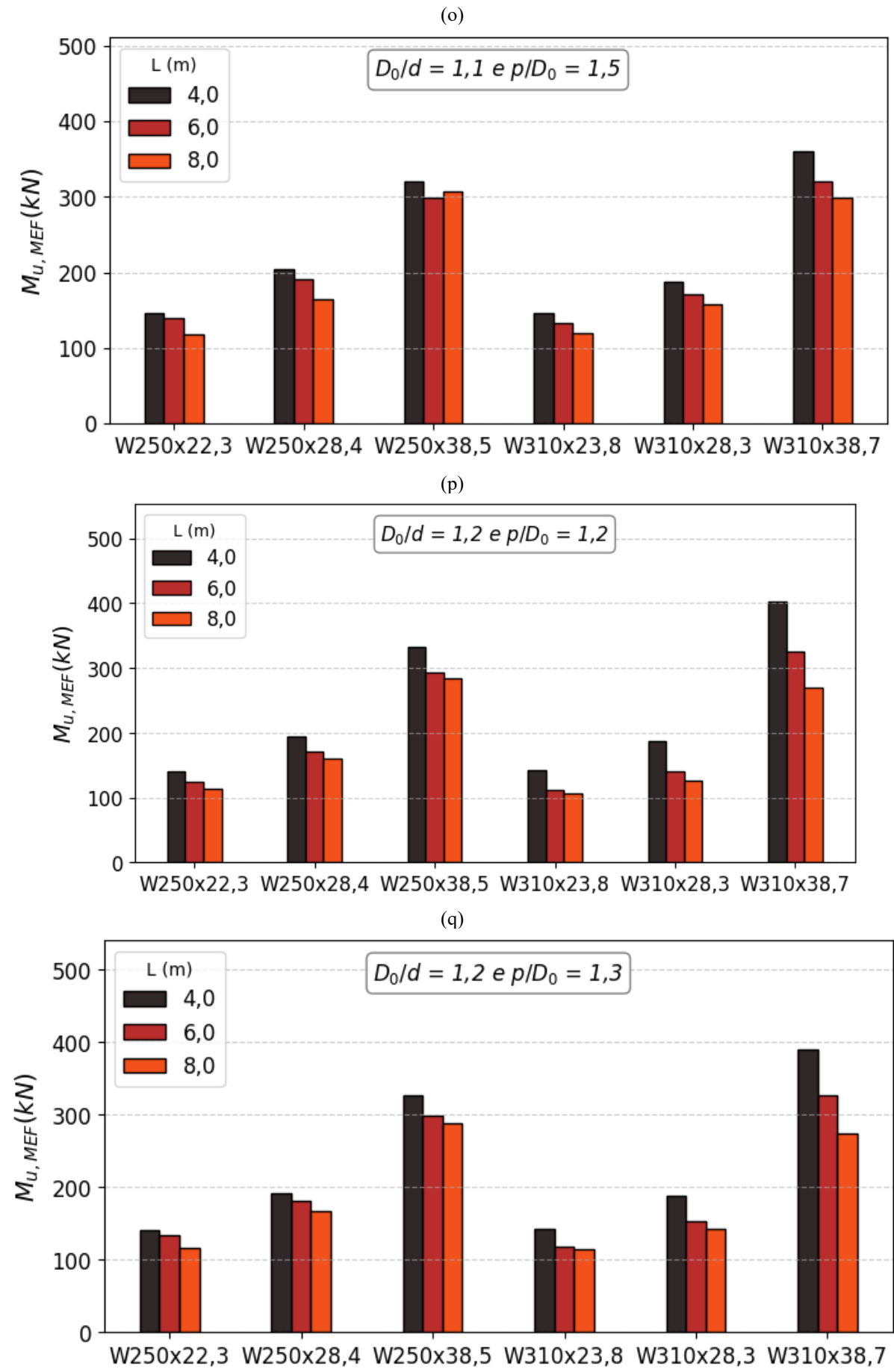


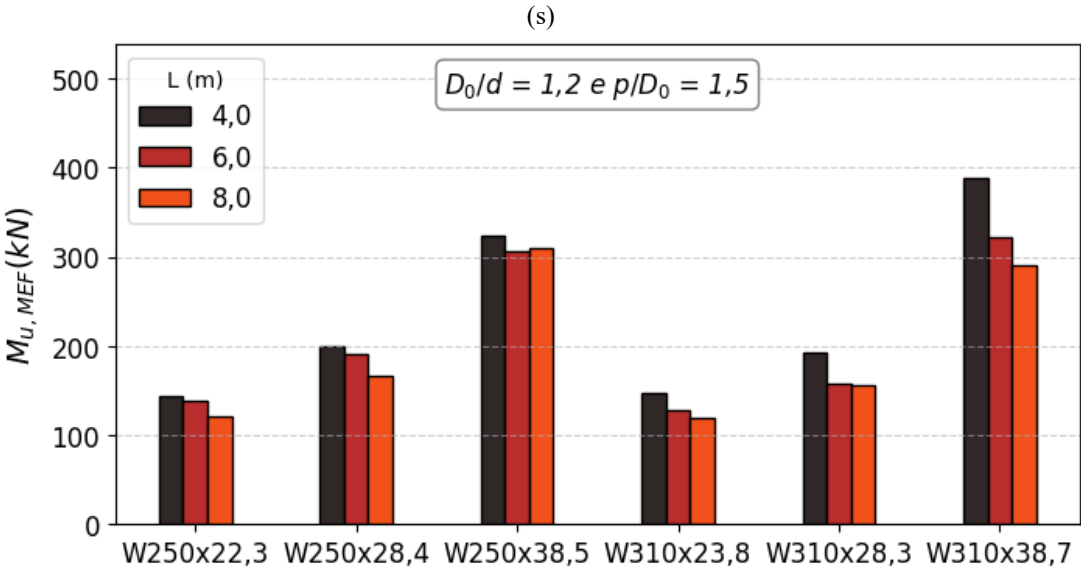
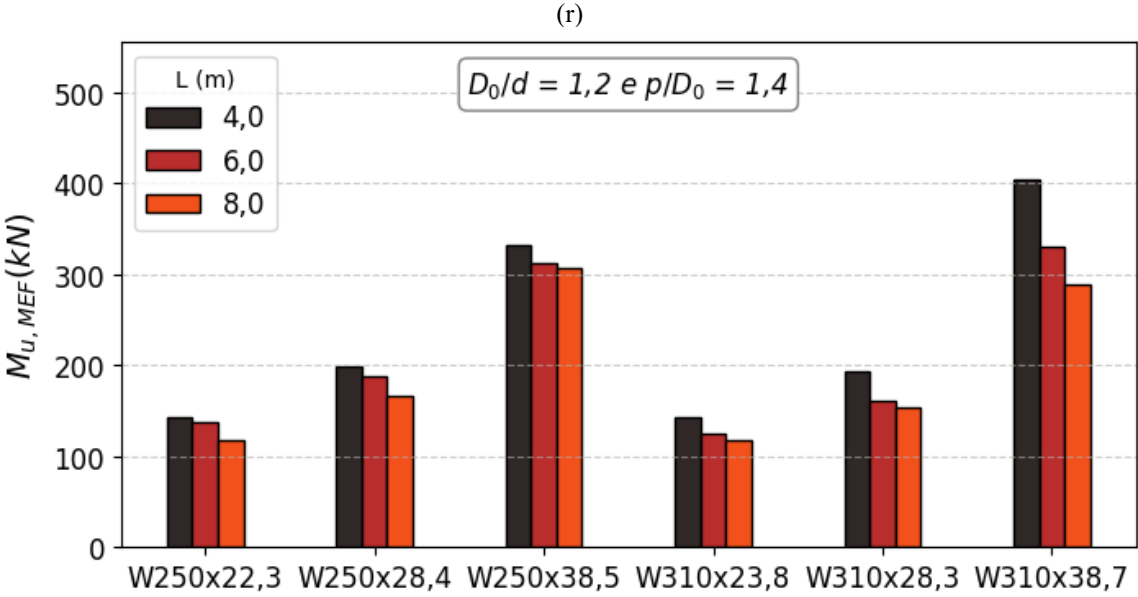












(t)

APÊNDICE C: TABELAS DE RESULTADOS DA SEGUNDA PARAMÉTRICA

Apêndice C.1: Perfis W 250 x 22,3

Classe do aço	h_c (mm)	nº enrijecedores	$M_{cr,MEF}$	$M_{u,MEF}$
S550	100	0	204,32	161,28
S550	100	1	476,93	193,08
S550	100	2	426,24	182,03
S550	125	0	228,18	171,53
S550	125	1	533,18	200,03
S550	125	2	476,64	194,13
S550	150	0	259,42	172,35
S550	150	1	606,34	212,39
S550	150	2	542,36	204,94
S690	100	0	204,32	168,20
S690	100	1	476,93	237,67
S690	100	2	426,24	222,61
S690	125	0	228,18	175,44
S690	125	1	533,18	241,66
S690	125	2	476,64	231,05
S690	150	0	259,42	196,06
S690	150	1	606,34	254,86
S690	150	2	542,36	246,44
S890	100	0	204,32	171,14
S890	100	1	476,93	261,44
S890	100	2	426,24	243,16
S890	125	0	228,18	179,59
S890	125	1	533,18	268,82
S890	125	2	476,64	252,45
S890	150	0	259,42	207,03
S890	150	1	606,34	286,40
S890	150	2	542,36	267,41
S960	100	0	204,32	174,35
S960	100	1	476,93	274,53
S960	100	2	426,24	251,59
S960	125	0	228,18	179,44
S960	125	1	533,18	278,84
S960	125	2	476,64	258,15
S960	150	0	259,42	210,96
S960	150	1	606,34	297,60
S960	150	2	542,36	277,27
S1100	100	0	204,32	175,30
S1100	100	1	476,93	283,64
S1100	100	2	426,24	265,05
S1100	125	0	228,18	177,90
S1100	125	1	533,18	291,84
S1100	125	2	476,64	279,48
S1100	150	0	259,42	216,90

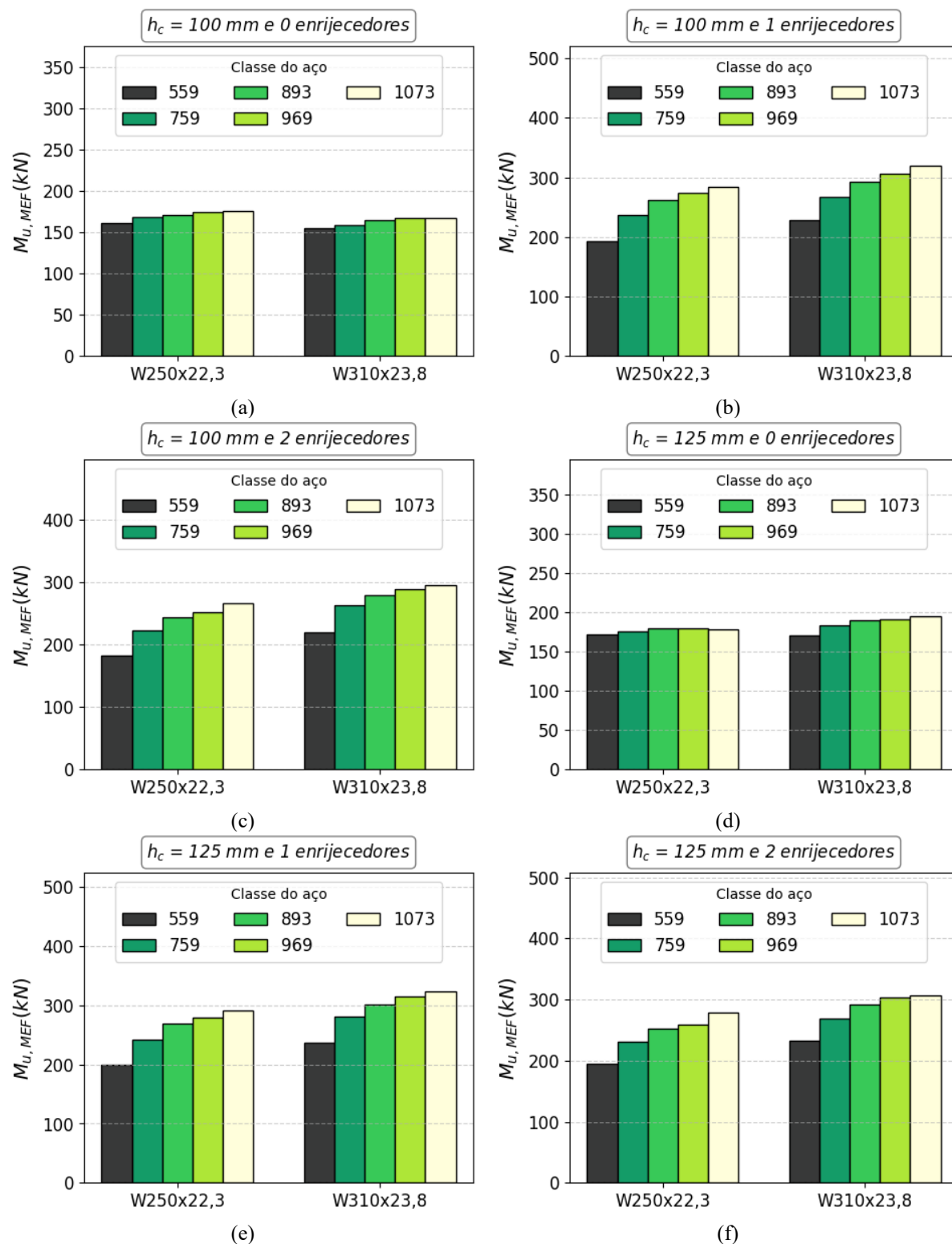
S1100	150	1	606,34	311,91
S1100	150	2	542,36	291,94

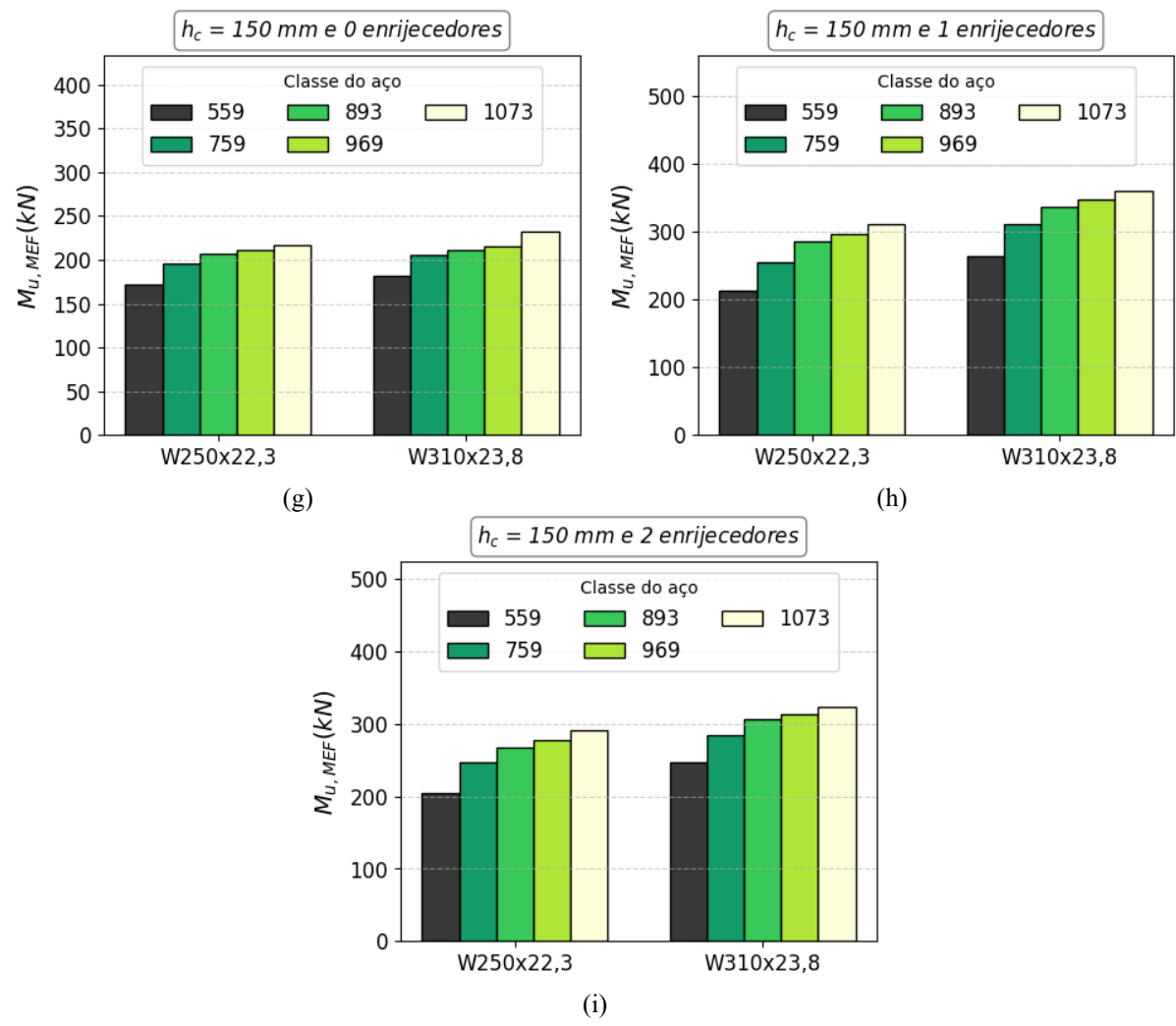
Apêndice C.2: Perfis W 310 x 23,8

Classe do aço	h_c (mm)	nº enrijecedores	$M_{cr,MEF}$	$M_{u,MEF}$
S550	100	0	181,30	155,62
S550	100	1	481,48	228,56
S550	100	2	435,97	219,39
S550	125	0	197,75	170,75
S550	125	1	516,84	235,91
S550	125	2	475,45	232,57
S550	150	0	219,09	180,94
S550	150	1	556,64	264,89
S550	150	2	526,17	247,82
S690	100	0	181,30	159,12
S690	100	1	481,48	267,86
S690	100	2	435,97	262,90
S690	125	0	197,75	183,39
S690	125	1	516,84	281,23
S690	125	2	475,45	269,36
S690	150	0	219,09	204,91
S690	150	1	556,64	311,37
S690	150	2	526,17	284,38
S890	100	0	181,30	164,99
S890	100	1	481,48	293,18
S890	100	2	435,97	278,63
S890	125	0	197,75	189,42
S890	125	1	516,84	301,67
S890	125	2	475,45	291,67
S890	150	0	219,09	210,69
S890	150	1	556,64	336,24
S890	150	2	526,17	306,44
S960	100	0	181,30	167,08
S960	100	1	481,48	306,00
S960	100	2	435,97	287,89
S960	125	0	197,75	190,64
S960	125	1	516,84	315,14
S960	125	2	475,45	303,85
S960	150	0	219,09	215,21
S960	150	1	556,64	347,26
S960	150	2	526,17	314,03
S1100	100	0	181,30	167,19
S1100	100	1	481,48	319,98
S1100	100	2	435,97	295,41
S1100	125	0	197,75	194,62
S1100	125	1	516,84	323,42
S1100	125	2	475,45	307,13

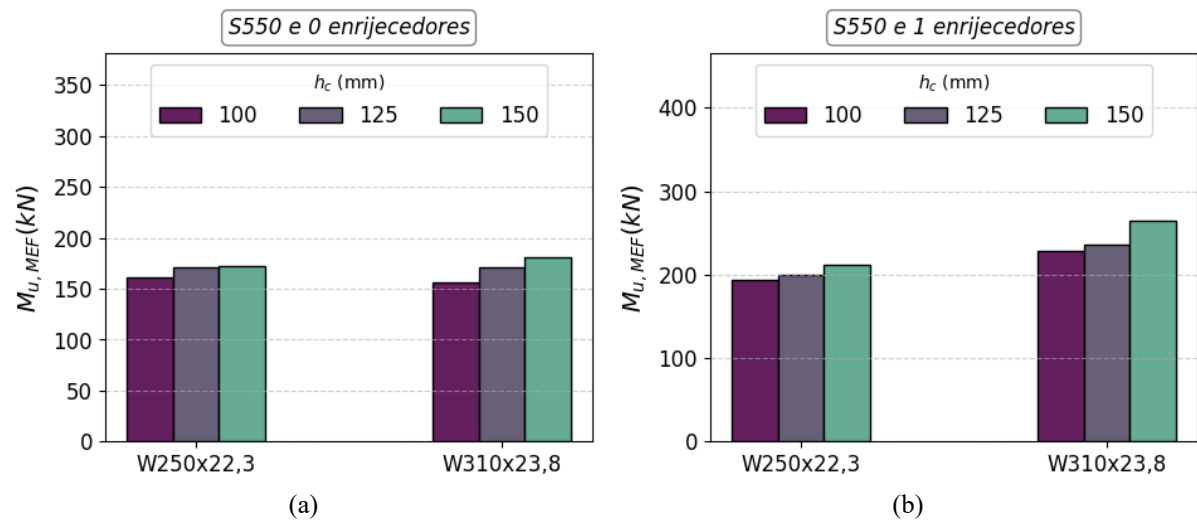
S1100	150	0	219,09	232,69
S1100	150	1	556,64	359,68
S1100	150	2	526,17	323,73

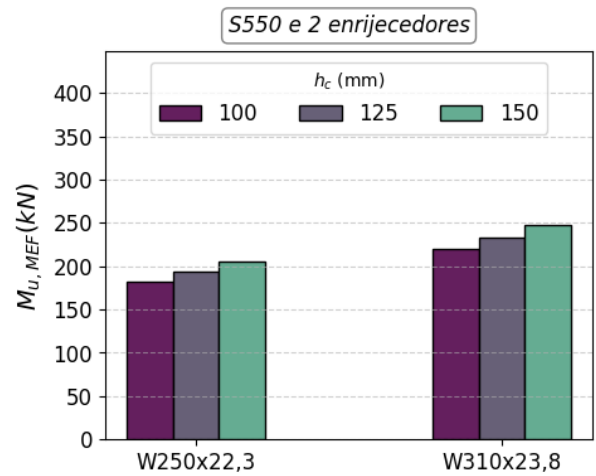
APÊNDICE D: FIGURAS DE RESULTADOS DA SEGUNDA PARAMÉTRICA

Apêndice D.1: Variação de f_y 

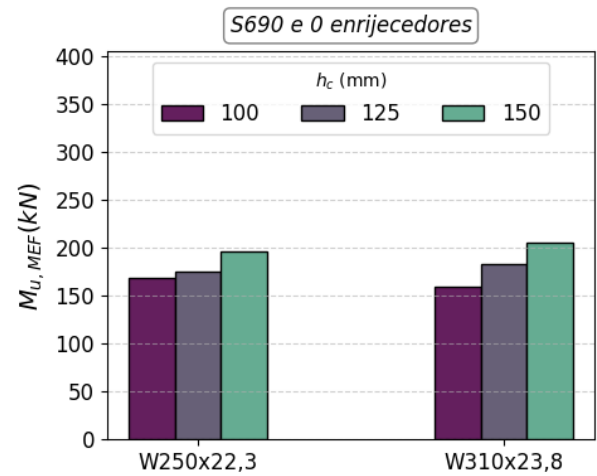


Apêndice D.2: Variação de h_c

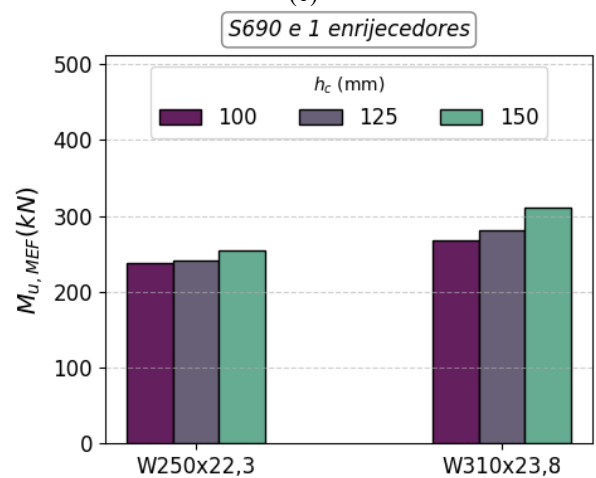




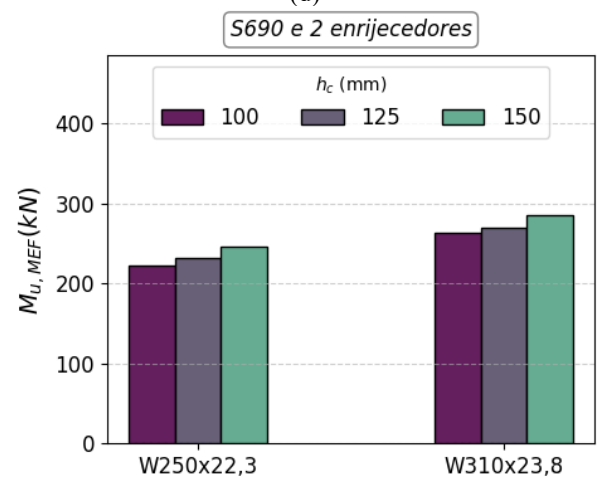
(c)



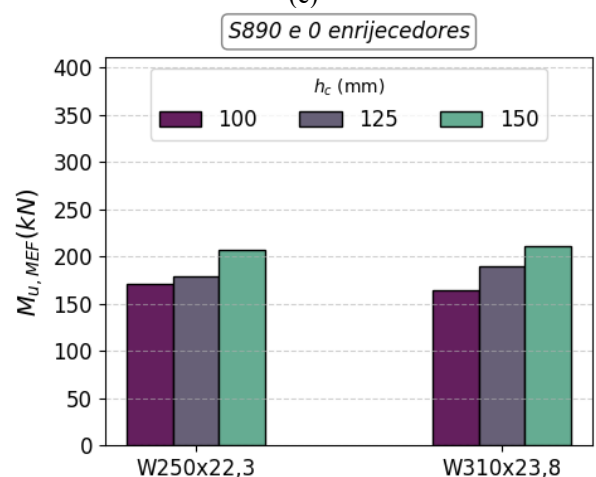
(d)



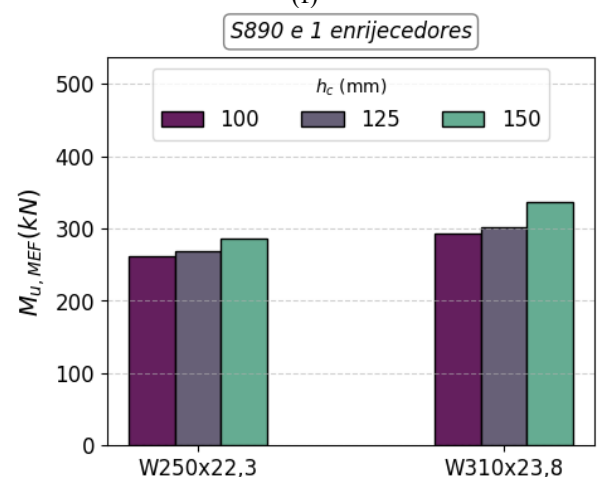
(e)



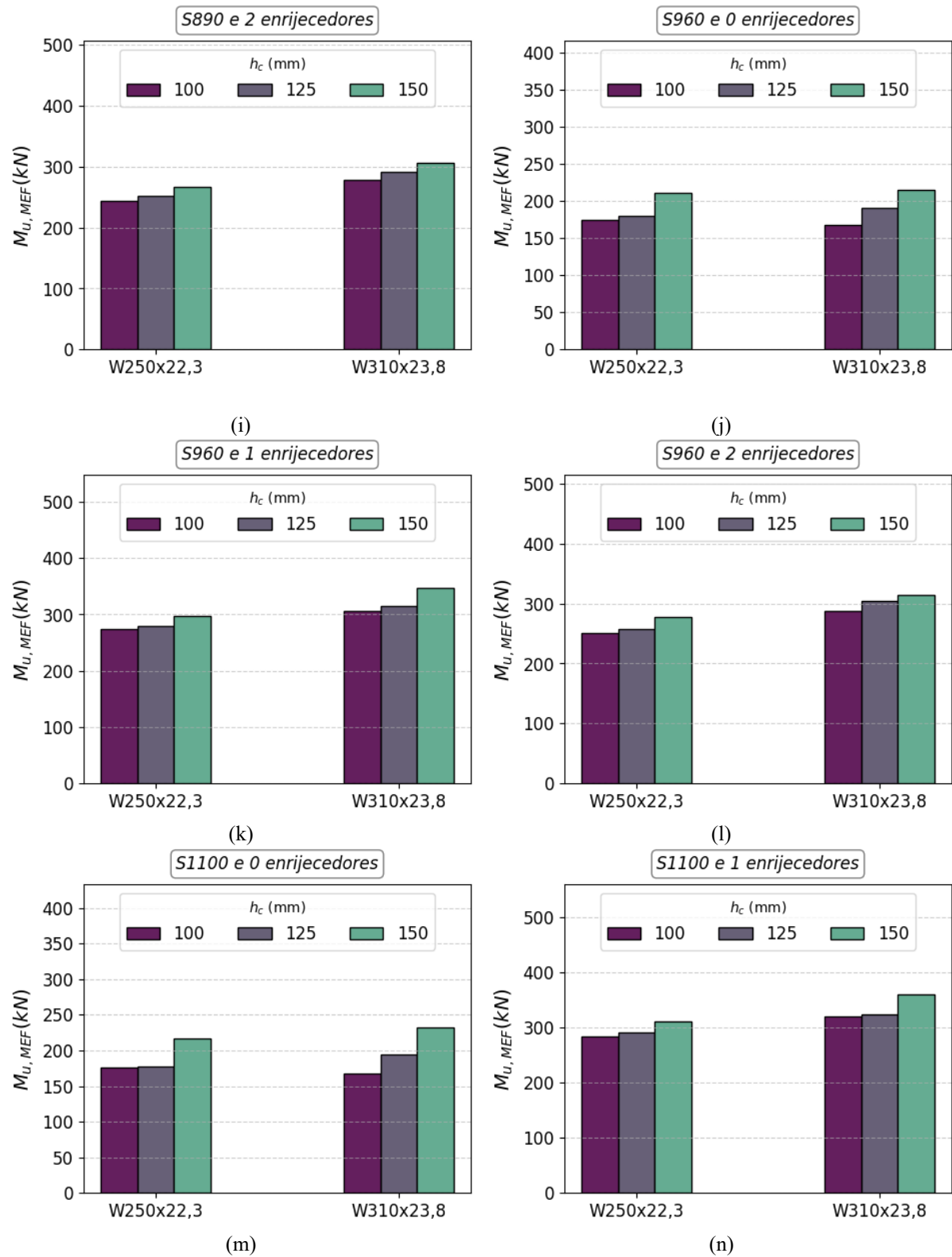
(f)

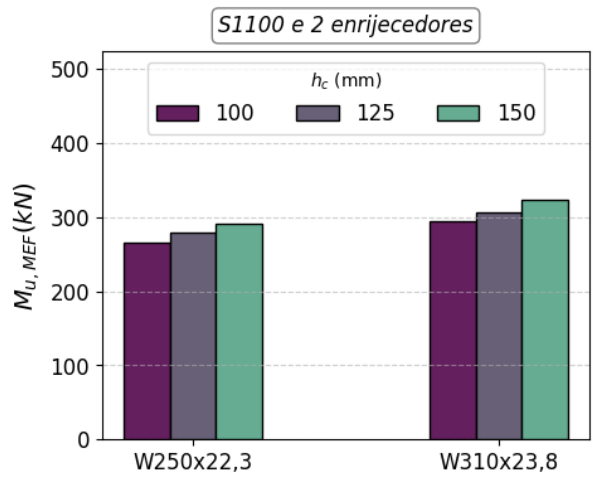


(g)



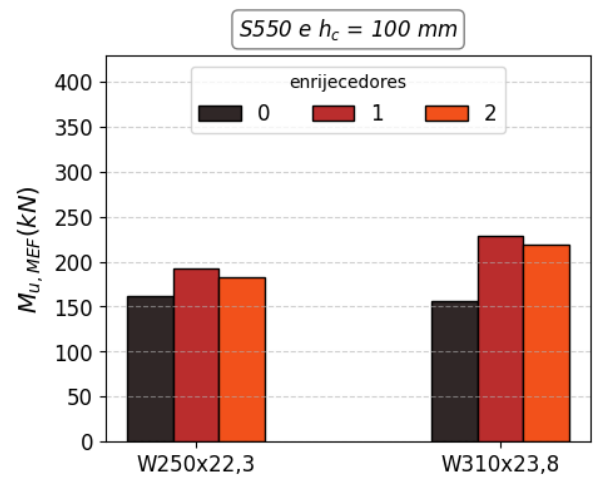
(h)



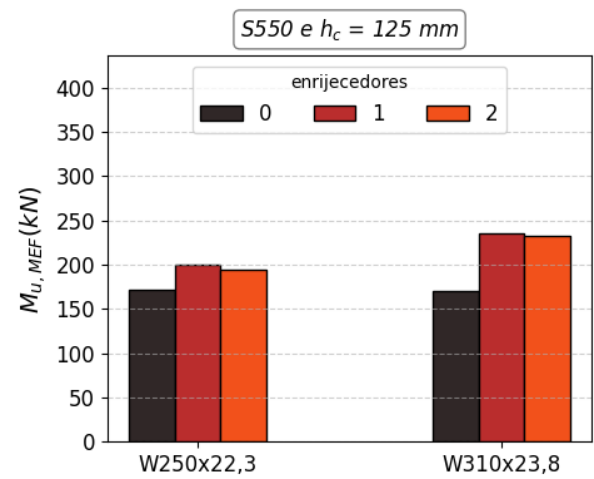


(o)

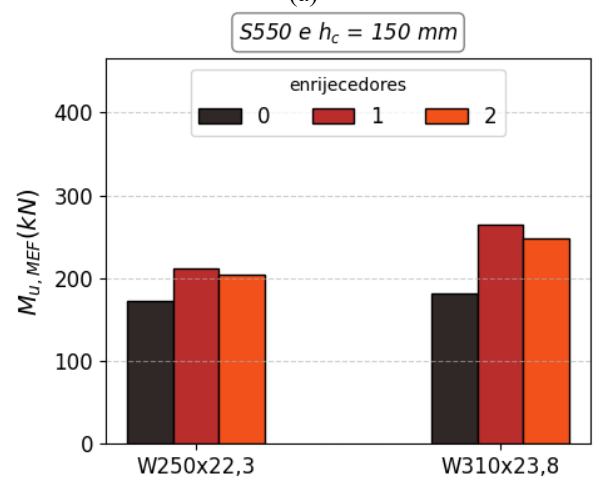
Apêndice D.3: Variação do nº de enrijecedores no vão



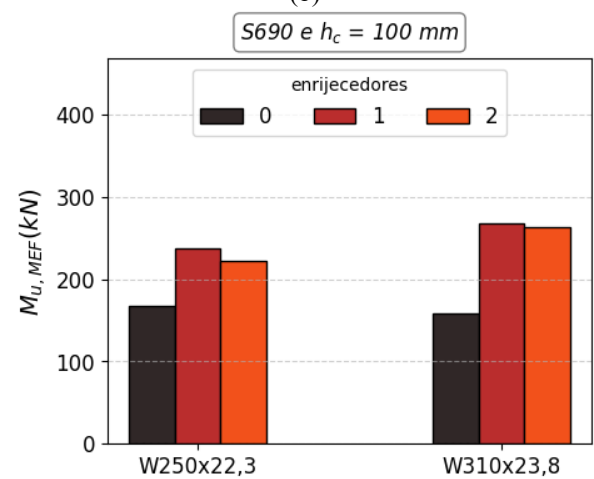
(a)



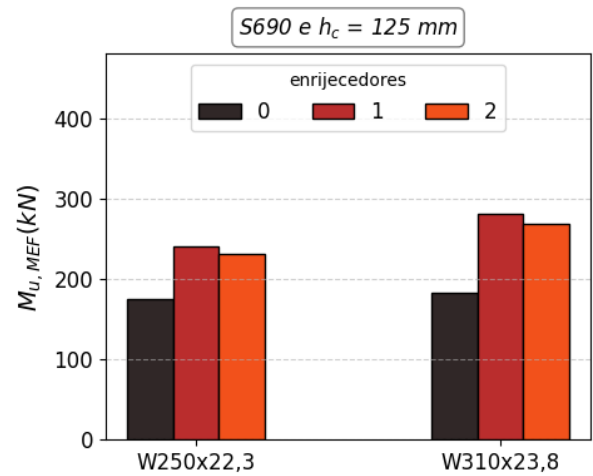
(b)



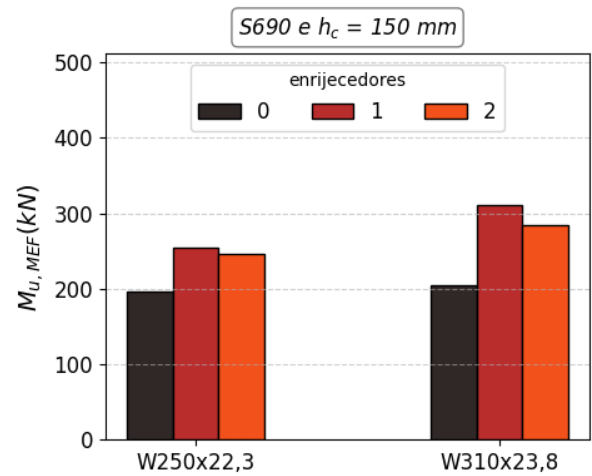
(c)



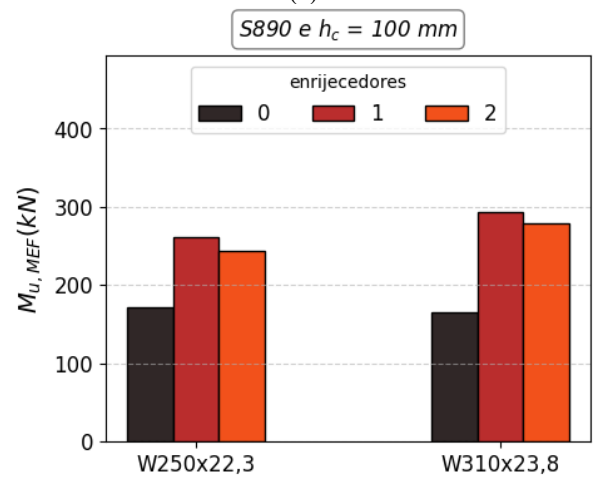
(d)



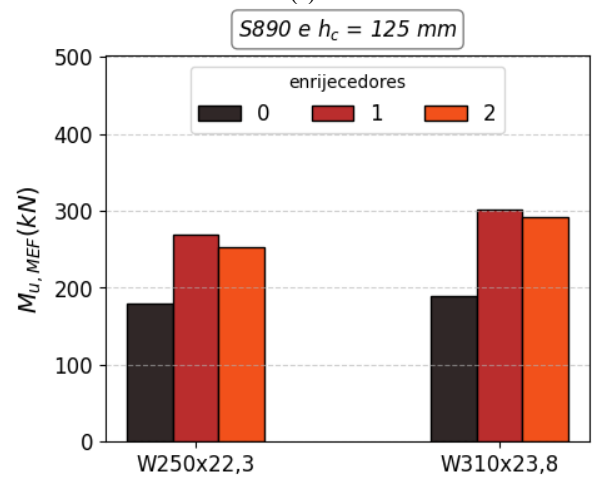
(e)



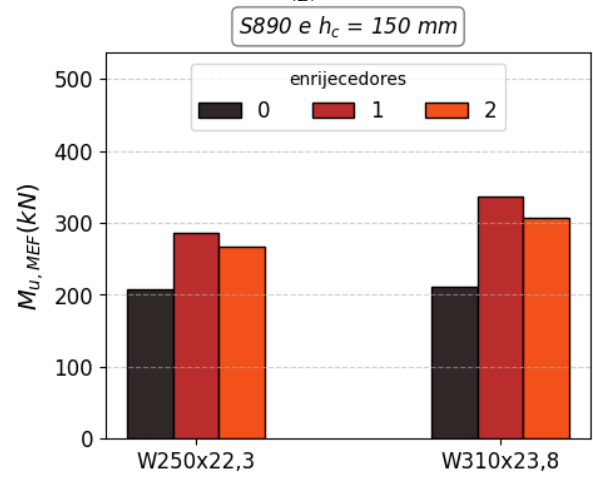
(f)



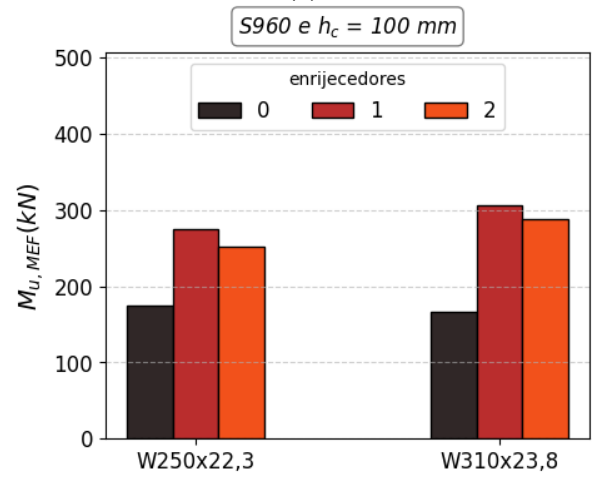
(g)



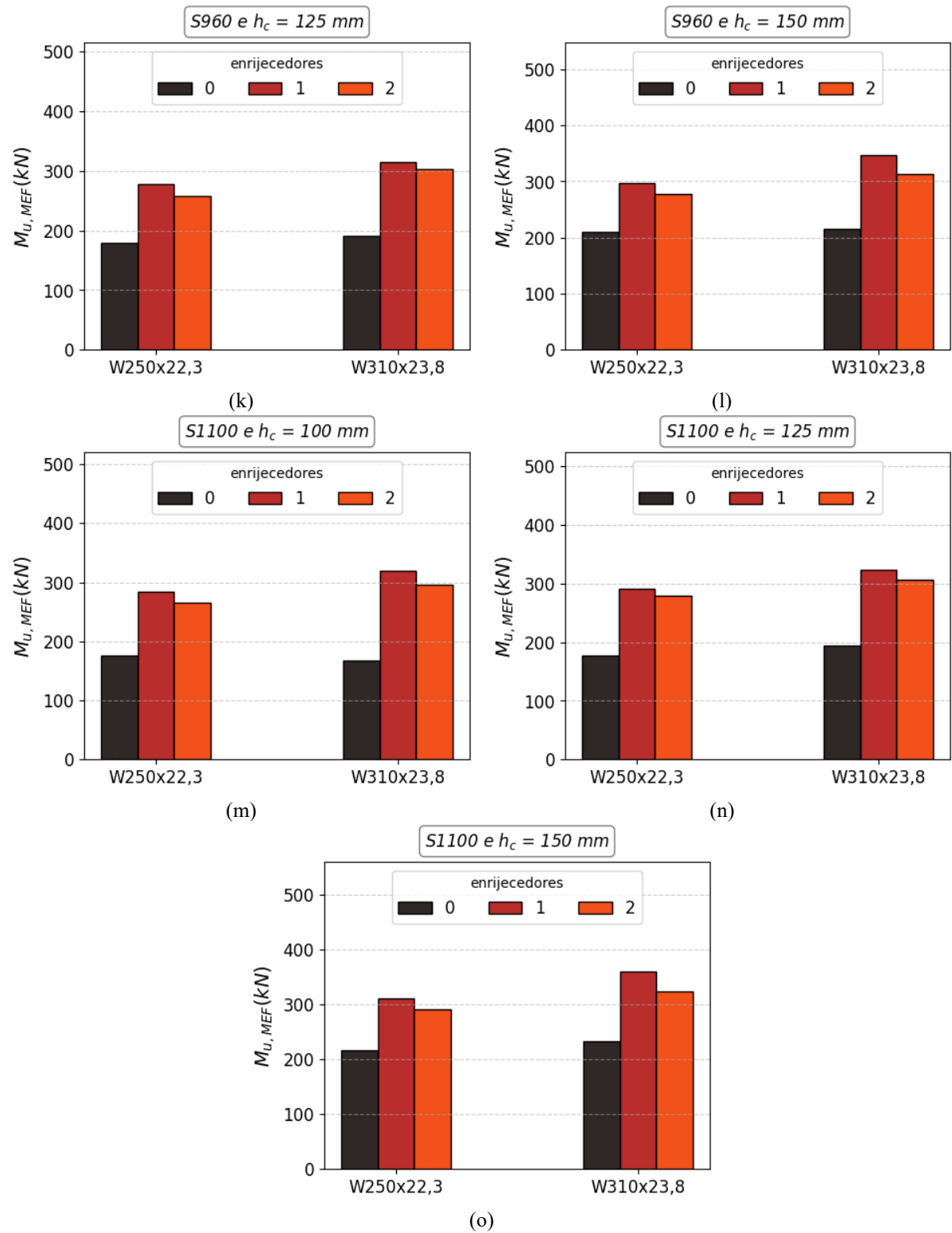
(h)



(i)



(j)



APÊNDICE E: TABELAS DE RESULTADOS DA TERCEIRA PARAMÉTRICA

Apêndice E.1: Perfis W 250 x 22,3

Volume de fibras (%)	h_c (mm)	n° enrijecedores	$M_{u,MEF}$
0,5	100	0	161,28
0,5	100	1	193,08
0,5	100	2	182,03
0,5	125	0	171,53
0,5	125	1	200,03
0,5	125	2	194,13
0,5	150	0	172,35
0,5	150	1	212,39
0,5	150	2	204,94
1,0	100	0	160,51
1,0	100	1	192,03
1,0	100	2	185,72
1,0	125	0	175,89
1,0	125	1	201,29
1,0	125	2	196,61
1,0	150	0	182,99
1,0	150	1	214,02
1,0	150	2	210,64
1,5	100	0	161,22
1,5	100	1	191,97
1,5	100	2	187,89
1,5	125	0	172,32
1,5	125	1	203,72
1,5	125	2	195,74
1,5	150	0	176,42
1,5	150	1	219,02
1,5	150	2	213,25