

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

ESCOLA DE ENGENHARIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Bruno Marani Siciliano

**ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO DE
VIGAS MISTAS CONTÍNUAS SUBMETIDAS A
MOMENTOS FLETORES NÃO UNIFORMES EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Belo Horizonte

2023

Bruno Marani Siciliano

**Estudo Numérico do Comportamento de Vigas Mistas Contínuas
Submetidas a Momentos Fletores Não Uniformes em Situação de
Incêndio**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas

Coorientador: Prof. Dr. João Victor Fragoso Dias

Belo Horizonte

2023

S566e Siciliano, Bruno Marani.
Estudo numérico do comportamento de vigas mistas contínuas submetidas a momentos flettores não uniformes em situação de incêndio [recurso eletrônico] / Bruno Marani Siciliano. - 2023.
1 recurso online (116 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Rodrigo Barreto Caldas.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Anexos: f. 112-116.

Bibliografia: f. 105-111.
Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Construção mista - Teses.
3. Aço - Teses. 4. Análise numérica - Teses. 5. Incêndios - Teses.
6. Altas temperaturas - Teses. I. Caldas, Rodrigo Barreto.
II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia.
III. Título.

CDU: 624(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS Nº: 397 DO ALUNO BRUNO MARANI SICILIANO**

Às **15:00** horas do dia **29** do mês de **março** de **2023**, reuniu-se por videoconferência, na Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, a Comissão Examinadora indicada pelo Colegiado do Programa em **03 de março de 2023**, para julgar a defesa da Dissertação de Mestrado intitulada "**Estudo Numérico do Comportamento de Vigas Mistas Contínuas Submetidas a Momentos Fletores Não Uniformes em Situação de Incêncio**", cuja aprovação é um dos requisitos para a obtenção do Grau de MESTRE EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS na área de ESTRUTURAS.

Abrindo a sessão, o Presidente da Comissão, **Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas**, após dar a conhecer aos presentes o teor das Normas Regulamentares passou a palavra ao candidato para apresentação de seu trabalho. Seguiu-se a arguição pelos examinadores, com a respectiva defesa do candidato. Logo após, a Comissão se reuniu, sem a presença do candidato e do público, para julgamento e expedição do resultado final. Foram atribuídas as seguintes indicações:

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas - DEES - UFMG (Orientador): APROVADO**Prof. Dr. João Victor Fragoso Dias - UFES (Coorientador): APROVADO****Profa. Dra. Ana Lydia Reis de Castro e Silva - DEES - UFMG: APROVADO****Profa. Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani - UFES: APROVADO**

Pelas indicações acima, o candidato foi considerado APROVADO, conforme pareceres em anexo.

O resultado final foi comunicado publicamente ao candidato pelo Presidente da Comissão. Nada mais havendo a tratar, o Presidente encerrou a reunião e lavrou a presente ATA, que será assinada por todos os membros participantes da Comissão Examinadora.

Belo Horizonte, 29 de março de 2023.

Observações:

1. A aprovação do candidato na defesa da Dissertação de Mestrado não significa que o mesmo tenha cumprido todos os requisitos necessários para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas;

2. Este documento não terá validade sem a assinatura do Coordenador do Programa de Pós-Graduação.



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas, Professor do Magistério Superior**, em 01/04/2023, às 11:32, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **João Victor Fragoso Dias, Usuário Externo**, em 01/04/2023, às 12:10, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Ana Lydia Reis de Castro e Silva, Professora do Magistério Superior**, em 13/04/2023, às 17:14, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Adenilcia Fernanda Groberio Calenzani, Usuário Externo**, em 13/04/2023, às 19:28, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Felicio Bruzzi Barros, Coordenador(a) de curso de pós-graduação**, em 17/05/2023, às 10:26, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **2178147** e o código CRC **86A745BE**.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente e acima de tudo, à minha família pelo apoio, carinho e amor que sempre recebi, principalmente ao meu avô, Clésio, às minhas avós, Guiomar e Nair, ao meu tio Ronaldo, à minha mãe, Patrícia, por significar minha vida e ao meu pai, José Augusto, que sempre foi minha inspiração e do qual sinto muita falta.

Aos meus amigos por terem estado ao meu lado em todos os momentos felizes e tristes pelos quais passei, especialmente ao Guilherme, João Gustavo, João Gabriel e ao Felipe, por terem me mostrado o real valor de uma grande amizade.

Ao meu orientador, Rodrigo Barreto Caldas e ao meu coorientador João Victor Fragoso Dias, pelos valiosos ensinamentos repassados ao longo do meu percurso e por terem feito o meu amor pela engenharia estrutural crescer ainda mais.

À Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) e aos meus professores e funcionários do PROPEEs, pela competência e pela qualidade de ensino, foi uma honra enorme poder estudar na melhor universidade federal do Brasil.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro e pelo fomento à pesquisa.

RESUMO

O comportamento de vigas mistas contínuas em situação de incêndio ainda não é completamente conhecido devido à complexidade dos fenômenos que ocorrem nesse tipo de elemento estrutural. Diferentemente das vigas mistas biapoiadas, em uma viga mista contínua, a região inferior comprimida do perfil de aço não conta com a restrição à flambagem. Dessa forma, a mesa inferior do perfil pode deslocar-se lateralmente com um giro, caso a alma do perfil não tenha a rigidez necessária para impedir tal ocorrência. Esse fenômeno, chamado Flambagem Lateral com Distorção (FLD), é potencializado pela degradação das propriedades mecânicas dos materiais em elevadas temperaturas. O presente trabalho visou realizar um estudo paramétrico de vigas mistas contínuas com dois vãos, submetidas a momentos fletores não uniformes e em situação de incêndio, baseado em um modelo numérico de elementos finitos desenvolvido no *software* ANSYS Mechanical ADPL, validado através de um conjunto de ensaios em escala real. No estudo, foram avaliadas as influências de variáveis geométricas das vigas mistas, como o comprimento de seus vãos e as dimensões de suas seções transversais. Ainda, foram verificadas as interferências do nível de carregamento, da variação da curva de elevação da temperatura dos modelos, e da compartimentação das vigas. Foi observada uma intensificação dos momentos fletores negativos na região do apoio central devido às restrições às deformações térmicas, resultando na plastificação de grande parte da seção transversal em temperaturas inferiores a 200 °C. Após isso, com a perda de rigidez da seção transversal, os fenômenos de instabilidade tornam-se mais propícios de ocorrerem e a capacidade da viga de impedi-los determina a temperatura na qual os momentos negativos são reduzidos, ou seja, quando ocorre a redistribuição de esforços para o centro do vão. De forma geral, as vigas analisadas tiveram seu colapso ocorrendo entre 600 °C e 700 °C. Propriedades como a espessura da alma e da mesa inferior do perfil de aço, mostraram-se relevantes tanto para o aumento do pico do momento fletor negativo atuante, quanto para a postergação de seu decaimento. Os aumentos da altura do perfil de aço e da taxa de armadura resultaram em elevações do momento máximo resistente negativo, mas tornaram a instabilidade mais pronunciada.

Palavras-chave: Vigas Mistas Contínuas. Incêndio. Estudo Numérico.

ABSTRACT

The behavior of continuous composite beams under fire situation is yet not completely known due to the complexity of the phenomena that occur in this type of structural element. Differently from simply supported beams, in a continuous composite beam, the lower compressed region of the steel profile does not count on the buckling restriction. Therefore, the bottom flange displaces sideward with a twist, as long as the web does not have the necessary stiffness to prevent this occurrence. This phenomenon is called Lateral Distorcional Buckling (LDB), and it is potentiated due to the degradation of mechanical properties of the materials at elevated temperatures. The present work aims at performing a parametric study on continuous composite beams with two spans, submitted to non-uniform bending moments and under fire situation, based on a finite element numerical model developed in ANSYS Mechanical APDL software, validated by a series of real scale experiments. In the study, influences of geometric variables of the composite beams, such as the length of their spans and the dimensions of their cross-section will be evaluated. Moreover, the interference of the variation of the loading level, the temperature-rise curves and the compartmentation of the beams will be studied. An increase in hogging moments at the central support region was observed due to the restriction of the thermal deformations, resulting in the plastification of a great part of the cross section at temperatures lower than 200 °C. Then, with the loss of stiffness of the cross section, buckling become propitious to occur and the capacity of the beam to prevent them determines the temperature in which the hogging moments decrease, i.e., when the efforts redistribution to the mid span occurs. In general, the collapse of the evaluated beams occurred between 600 °C and 700 °C. Properties such as the thickness of the web and lower flange of the steel profile showed to be relevant to the increase of hogging moment peak and to the delay of its decay. The increases of the profile height and the amount of rebar resulted in the elevations of hogging moment peak but highlight the instability.

Keywords: Continuous Composite Beams. Fire. Numerical Study.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1: Modo de flambagem de FLD nas proximidades de um apoio interno.	23
Figura 2-1: Tipos de interações entre perfil e laje.	27
Figura 2-2: Ruptura da conexão de cisalhamento.	28
Figura 2-3: Efeito shear-lag em vigas mistas.	29
Figura 2-4: Seção transversal da viga mista sujeita a flambagem lateral com distorção.	31
Figura 2-5: Mecanismo U invertido.	33
Figura 2-6: Desenvolvimento de um incêndio real.	41
Figura 2-7: Comparação das curvas de elevação da temperatura.....	44
Figura 2-8: Fatores de redução normativos.	51
Figura 2-9: Tabela para a determinação da temperatura ao longo da altura da laje de concreto.	53
Figura 2-10: Ensaios realizados por Zhao e Kruppa (1997).....	56
Figura 2-11: Ensaios realizados por Dias (2021).	58
Figura 3-1: Condições de contorno, de carregamento e de simetria dos modelos.	60
Figura 3-2: Malha de elementos finitos dos modelos.....	61
Figura 3-3: Fluxograma dos procedimentos das análises empregadas.....	63
Figura 3-4: Modelo constitutivo do concreto sob compressão.....	66
Figura 3-5: Modelo constitutivo do concreto sob tração.	66
Figura 3-6: Instrumentação para a viga V1.	67

Figura 3-7: Comparação dos deslocamentos verticais para a viga V1.....	68
Figura 3-8: Comparação dos deslocamentos verticais para a viga V2.....	68
Figura 3-9: Comparação dos deslocamentos verticais para a viga V3.....	69
Figura 3-10: Comparação dos deslocamentos verticais para a viga V4.....	69
Figura 3-11: Propriedades geométricas da seção mista.....	72
Figura 4-1: Primeiro modo de flambagem para as vigas com 3 apoios.	75
Figura 4-2: Tensões de von Mises [Pa] do modelo M1 para a carga de 139,0 kN/m. ...	76
Figura 4-3: Tensões de von Mises [Pa] do modelo M1 para a carga de 166,8 kN/m. ...	76
Figura 4-4: Momentos atuantes ao longo do carregamento para o modelo M1.	77
Figura 4-5: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M2 e M3 (variação do vão: 10, 15 e 7 m).	83
Figura 4-6: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M2 e M3 (variação do vão: 10, 15 e 7 m).....	83
Figura 4-7: Plastificação nas seções próximas ao apoio central do modelo M1.	84
Figura 4-8: Deformada nas seções próximas ao apoio central do modelo M1.....	84
Figura 4-9: Deslocamentos transversais nas regiões próximas ao apoio central do modelo M1.....	84
Figura 4-10: Deformada no apoio central do modelo M1.	85
Figura 4-11: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M4 e M5 (variação da altura do perfil de aço: 600, 800 e 400 mm).	86
Figura 4-12: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M4 e M5 (variação da altura do perfil de aço: 600, 800 e 400 mm).	87

Figura 4-13: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M6 e M7 (variação da largura das mesas do perfil de aço: 200, 250 e 150 mm).....	88
Figura 4-14: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M6 e M7 (variação da largura das mesas do perfil de aço: 200, 250 e 150 mm).	88
Figura 4-15: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M8 e M9 (variação da espessura das mesas do perfil de aço: 16, 20 e 12,5 mm).....	89
Figura 4-16: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M8 e M9 (variação da espessura das mesas do perfil de aço: 16, 20 e 12,5 mm).	89
Figura 4-17: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M10 e M11 (variação da espessura da alma do perfil de aço: 12,5, 16 e 10 mm).	90
Figura 4-18: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M10 e M11 (variação da espessura da alma do perfil de aço: 12,5, 16 e 10 mm).....	90
Figura 4-19: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M12 e M13 (variação da espessura da laje de concreto: 120, 150 e 100 mm).....	91
Figura 4-20: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M12 e M13 (variação da espessura da laje de concreto: 120, 150 e 100 mm).	92
Figura 4-21: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M14 e M15 (variação da taxa de armadura: 15,08, 23,12 e 6,03 cm ²).....	93
Figura 4-22: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M14 e M15 (variação da taxa de armadura: 15,08, 23,12 e 6,03 cm ²).	93
Figura 4-23: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M16 e M17 (variação da largura da laje de concreto: 2000, 3000 e 1400 mm).....	94
Figura 4-24: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M16 e M17 (variação da largura da laje de concreto: 2000, 3000 e 1400 mm).	95

Figura 4-25: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M18 e M19 (variação do nível de carregamento: 50, 30 e 70%).	96
Figura 4-26: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M18 e M19 (variação do nível de carregamento: 50, 30 e 70%).	96
Figura 4-27: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M20 e M21 (variação do parâmetro adimensional da CET: 1, 0,2 e 5).	97
Figura 4-28: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M20 e M21 (variação do parâmetro adimensional da CET: 1, 0,2 e 5).	97
Figura 4-29: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M20 e M21 ao longo do tempo (variação do parâmetro adimensional da CET: 1, 0,2 e 5).	98
Figura 4-30: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1 e M22 (variação da compartimentação: F/F e F/A).	99
Figura 4-31: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1 e M22 (variação da compartimentação: F/F e F/A).	99
Figura A-1: Seção mista homogeneizada.	112

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço dos perfis em elevadas temperaturas.....	46
Tabela 2-2: Coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço das armaduras em elevadas temperaturas.....	47
Tabela 2-3: Coeficientes de redução da resistência e deformações últimas do concreto NC em elevadas temperaturas.....	49
Tabela 3-1: Modelos do estudo paramétrico proposto.	71
Tabela 4-1: Resultados em temperatura ambiente para os modelos propostos.	78
Tabela 4-2: Esforços solicitantes para os modelos M1, M2 e M3.	80
Tabela 4-3: Resultados em temperatura elevada para os modelos propostos.....	81
Tabela 4-4: Comparações entre os modelos com e sem continuidade.	101

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Distância entre vigas mistas adjacentes no sistema de piso;
A_a	Área do perfil de aço;
A_{cs}	Área do fuste do conector <i>stud-bolt</i> ;
A_f	Área do piso do compartimento incendiado;
A_{fi}	Área da mesa inferior do perfil de aço;
A_s	Área da armadura negativa;
A_t	Área total do compartimento incendiado;
A_v	Área total de aberturas do compartimento incendiado;
b	Largura efetiva da laje de concreto;
b_f	Largura da mesa do perfil de aço;
b_s	Largura do enrijecedor transversal do perfil de aço;
b_t	Propriedade físico-térmica do material que reveste o compartimento incendiado;
b_1	Largura efetiva da laje de concreto (para a esquerda do eixo do perfil);
b_2	Largura efetiva da laje de concreto (para a direita do eixo do perfil);
c_a	Calor específico do aço;
c_c	Calor específico do concreto;
C_{dist}	Coeficiente para consideração da forma do diagrama de momento fletor na equação de Roik <i>et al.</i> (1990);
d	Altura total do perfil de aço;
e	Excentricidade do momento no perfil de aço;
E_a	Módulo de elasticidade longitudinal do aço;
$E_{a,\theta}$	Módulo de elasticidade longitudinal do aço na temperatura θ ;
E_c	Módulo de elasticidade secante longitudinal do concreto;
E_s	Módulo de elasticidade longitudinal do aço das armaduras;

$(EI)_2$	Rigidez à flexão por unidade de largura da laje de concreto fissurada;
$f_{ap,\theta}$	Limite de proporcionalidade do aço dos perfis na temperatura θ ;
$f_{au,\theta}$	Limite de resistência do aço dos perfis na temperatura θ ;
f_{ay}	Resistência ao escoamento do aço dos perfis;
$f_{ay,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço dos perfis na temperatura θ ;
f_c	Resistência do concreto à compressão;
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão;
$f_{c,\theta}$	Resistência do concreto à compressão na temperatura θ ;
f_{sy}	Resistência ao escoamento do aço das armaduras;
f_{syd}	Resistência escoamento de cálculo do aço das armaduras;
$f_{sy,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço da armadura na temperatura θ ;
f_t	Resistência do concreto à tração;
f_{ucs}	Resistência à ruptura do aço dos conectores <i>stud-bolts</i> ;
f_{yd}	Limite de escoamento de cálculo do aço dos perfis;
$F_{s,Rd}$	Força resistente de cálculo à plastificação do aço das armaduras;
G_a	Módulo de elasticidade transversal do aço;
G_f	Energia de fratura do concreto;
h_c	Coeficiente de convecção;
h_{eq}	Altura média das aberturas do compartimento incendiado;
h_0	Distância entre os centroides das mesas do perfil de aço;
$I_{af,y}$	Momento de inércia da mesa inferior do perfil de aço em relação ao eixo y;
I_{ax}	Momento de inércia da seção de aço em relação ao eixo x;
I_{ay}	Momento de inércia da seção de aço em relação ao eixo y;
I_x	Momento de inércia da seção mista em relação ao eixo x;
J_a	Constante de torção do perfil de aço;
$k_{c,\theta}$	Coeficiente de redução da resistência do concreto à compressão com a temperatura;

$k_{Ea,\theta}$	Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço do perfil com a temperatura;
$k_{Es,\theta}$	Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço da armadura com a temperatura;
$k_{pa,\theta}$	Coeficiente de redução do limite de proporcionalidade do aço do perfil com a temperatura;
$k_{ps,\theta}$	Coeficiente de redução do limite de proporcionalidade do aço da armadura com a temperatura;
k_r	Rigidez rotacional da viga mista;
k_{sh}	Fator de correção para a consideração do efeito de “sombra”;
$k_{ua,\theta}$	Coeficiente de redução do limite de resistência do aço do perfil com a temperatura;
$k_{ya,\theta}$	Coeficiente de redução do limite de escoamento do aço do perfil com a temperatura;
$k_{ys,\theta}$	Coeficiente de redução do limite de escoamento do aço da armadura com a temperatura;
k_1	Rigidez rotacional da laje de concreto;
k_2	Rigidez à flexão lateral da alma;
L	Vão da viga;
L_d	Distância entre apoios com restrição ao deslocamento lateral das mesas do perfil de aço;
M_a^-	Momento fletor negativo atuante em temperatura ambiente;
M_a^+	Momento fletor positivo atuante em temperatura ambiente;
M_{cr}	Momento crítico à flambagem lateral com distorção;
M_{fi}^-	Momento resistente negativo da viga mista em situação de incêndio;
M_{fi}^+	Momento resistente positivo da viga mista em situação de incêndio;
M_{rk}^-	Momento resistente negativo da viga mista em temperatura ambiente;
M_{rk}^+	Momento resistente positivo da viga mista em temperatura ambiente;

M_{sd}	Momento fletor solicitante de cálculo;
O	Fator de ventilação;
Q_{rd}	Resistência individual dos conectores <i>stud-bolts</i> ;
q_{bi}	Carregamento de colapso para uma viga mista biapoiada;
$q_{f,d}$	Densidade da carga de incêndio relacionada ao piso do compartimento incendiado;
q_{fi}	Carregamento aplicado aos modelos em temperatura elevada;
q_{rk}	Carregamento correspondente à formação da 1ª rotula plástica em temperatura ambiente;
$q_{t,d}$	Densidade da carga de incêndio no compartimento incendiado;
q_{ult}	Carregamento último obtido em temperatura ambiente;
R_g	Fator de grupo dos conectores <i>stud-bolts</i> ;
R_p	Fator de posição dos conectores <i>stud-bolts</i> ;
t	Tempo;
T_a	Temperatura ambiente;
t_c	Espessura da laje de concreto;
t_f	Espessura da mesa dos perfis de aço;
$T_{cr,alma}$	Temperatura crítica na alma do perfil de aço;
$T_{cr,mi}$	Temperatura crítica na mesa inferior do perfil de aço;
$T_{cr,ms}$	Temperatura crítica na mesa superior do perfil de aço;
T_{fi}	Temperatura dos gases em incêndio;
$T_{fi,max}$	Temperatura máxima dos gases em incêndio;
t_s	Espessura do enrijecedor transversal do perfil de aço;
t_w	Espessura da alma do perfil de aço;
t^*	Parâmetro modificado de tempo;
t_d^*	Instante de temperatura máxima nas curvas paramétricas;
α	Coeficiente de captação da influência da posição da viga no sistema de piso;

α_g	Parâmetro de influência da laje na distribuição de tensões da seção mista da equação de Roik <i>et al.</i> (1990);
γ_{cs}	Coeficiente de ponderação da resistência para os conectores stud-bolts;
Γ	Parâmetro adimensional dependente do fator de ventilação e dos materiais do compartimento;
$(\Delta l/l)_a$	Alongamento térmico do aço;
$(\Delta l/l)_c$	Alongamento térmico do concreto;
Δt	Incremento de tempo;
ΔT	Incremento de temperatura;
ε	Emissividade resultante;
$\varepsilon_{cu,\theta}$	Deformação do concreto correspondente ao ponto de tensão máxima na temperatura θ ;
ε_t	Deformação do concreto correspondente à tensão f_t ;
ε_1	Deformação do concreto correspondente à tensão f_c ;
ε_2	Deformação do concreto correspondente à tensão σ_{tr} ;
θ_a	Temperatura do aço;
θ_c	Temperatura do concreto;
κ_1	Fator de correção que leva em consideração a não uniformidade da distribuição de temperaturas ao longo da seção transversal de uma viga de aço;
κ_2	Fator de correção que leva em consideração a não uniformidade da distribuição de temperaturas ao longo do comprimento de uma viga de aço;
λ_a	Condutividade térmica do aço;
λ_c	Condutividade térmica do concreto;
λ_{dist}	Índice de esbeltez reduzido para flambagem lateral com distorção;
μ	Fator de massividade do perfil de aço;
ν_a	Coeficiente de Poisson do aço;
ρ_a	Densidade do aço;
σ	Constante de Stefan-Boltzmann;

σ_c	Tensões longitudinais na laje de concreto;
σ_p	Tensão no concreto correspondente a 33% de f_c ;
σ_r	Tensão residual no concreto;
σ_t	Tensão de transição no concreto;
$\sigma_{c,máx}$	Tensão máxima longitudinal na laje de concreto devido ao <i>shear-lag</i>
χ_{dist}	Coeficiente de redução da resistência devido à flambagem lateral com distorção.

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
APDL	<i>ANSYS Parametric Design Language</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
C.E.T.	Curva de elevação da temperatura
EN	Eurocode
FLA	Flambagem local da alma
FLD	Flambagem lateral com distorção
FLM	Flambagem local da mesa
FLT	Flambagem lateral com torção
IPE	<i>European I beams</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
NBR	Norma Brasileira
TRRF	Tempo requerido de resistência ao fogo

SUMÁRIO

1	Introdução	22
1.1	Considerações Iniciais	22
1.2	Objetivos	24
1.3	Metodologia	24
1.4	Justificativa	25
2	Revisão da Literatura.....	27
2.1	Considerações sobre Vigas Mistas Contínuas em Temperatura Ambiente	27
2.1.1	Considerações Gerais	27
2.1.2	Comportamento Estrutural	30
2.2	Considerações sobre Incêndios	40
2.2.1	Incêndios Reais.....	40
2.2.2	Curvas de Incêndio Baseadas em Prescrições Normativas	42
2.3	Propriedades Mecânicas e Térmicas do Aço e do Concreto em Temperaturas Elevadas.....	45
2.4	Demais Prescrições Normativas Relevantes	51
2.5	Considerações sobre Vigas Mistas Contínuas em Temperaturas Elevadas	54
3	Metodologia.....	59
3.1	Considerações sobre o Modelo Numérico Utilizado	59
3.1.1	Considerações Iniciais	59
3.1.2	Procedimentos das Análises	60
3.1.3	Parâmetros da Análise Térmica	63
3.1.4	Parâmetros da Análise Estrutural	64
3.2	Validação do Modelo Numérico	67
3.3	Estudo Paramétrico Proposto	70

4	Resultados e Discussão.....	75
4.1	Resultados da Análise de Flambagem	75
4.2	Resultados do Estudo Paramétrico	75
4.2.1	Resultados em Temperatura Ambiente.....	75
4.2.2	Resultados em Temperatura Elevada	80
5	Conclusões.....	102
5.1	Sobre o Trabalho Realizado.....	102
5.2	Sugestões para Trabalhos Futuros	103
	Referências	105
	Anexo A.....	112
	Anexo B.....	115

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

O uso do aço na construção civil é uma opção muito interessante na concepção de estruturas, uma vez que tal material possui excelentes propriedades mecânicas e físicas, além de ser sustentável. O aço em si é um material caro, todavia, quando uma estrutura em aço é analisada como um todo, os custos podem ser altamente viáveis. Dessa forma, uma série de decisões podem ser tomadas para que tal economia seja atingida, como por exemplo, garantir a interação entre o aço dos perfis e o concreto das lajes. Para que ocorra tal solidarização entre laje e perfil, é necessária a colocação de um certo número de conectores de cisalhamento unindo os dois elementos. A faixa da laje de concreto que colabora para a resistência da seção mista é chamada de largura efetiva.

Vigas mistas biapoiadas são mais comuns na prática, todavia, no caso das vigas mistas contínuas, é observado uma melhor distribuição de momentos fletores ao longo do seu comprimento. Em outras palavras, a presença de momentos negativos próximos aos apoios reduz o valor do momento positivo máximo no centro dos vãos. Como enunciam Fakury *et al.* (2005), lançar mão da continuidade de uma viga mista pode resultar em uma seção mais leve, gerando assim, economia para a estrutura. Ainda, segundo Johnson (1991), a continuidade de uma viga mista gera uma maior razão entre o vão e a altura do perfil, além de auxiliar na redução da vibração das lajes, contribuir para a não ocorrência de fissurações no concreto e garantir uma maior robustez para a viga, de modo que ela pode apresentar uma melhora no comportamento em temperaturas elevadas.

Perfis de aço isolados estão sujeitos a uma série de instabilidades, como por exemplo, as flambagens locais das mesas (FLM) e da alma (FLA) e a flambagem lateral com torção (FLT), característica de vigas de aço. No caso de vigas mistas de aço e concreto biapoiadas, nas quais o momento fletor é positivo em todas as seções, a laje atua como uma contenção lateral contínua, o que impede a FLT. Nesse caso, a laje de concreto também absorve todas ou grande parte das tensões de compressão na seção mista, impedindo, em muitos casos, a FLM na mesa superior e a FLA.

Em vigas mistas contínuas, existem regiões de momentos fletores negativos, gerando assim, tensões de tração que solicitam a laje de concreto, fissurando-a, portanto, sua resistência se dá apenas pela sua armadura negativa. Nessa situação, a mesa inferior e parte significativa da alma do perfil se encontram comprimidas, podendo sofrer FLM e FLA, respectivamente. Além disso, a mesa inferior, tem seu deslocamento parcialmente restringido pela rigidez da alma do perfil. Logo, a mesa inferior pode deslocar-se lateralmente (acompanhada de um giro), caracterizando o fenômeno da flambagem lateral com distorção (FLD). Segundo Dias (2021), a FLD apresenta pouca resistência pós-crítica à seção mista, trazendo consigo situações, muitas vezes catastróficas, e sendo considerada um estado limite último. Para uma viga mista com 2 tramos e 3 apoios, observa-se que o modo de flambagem usual é composto por duas semiondas alternadas em relação ao apoio central, como mostrado na Figura 1-1, a seguir:

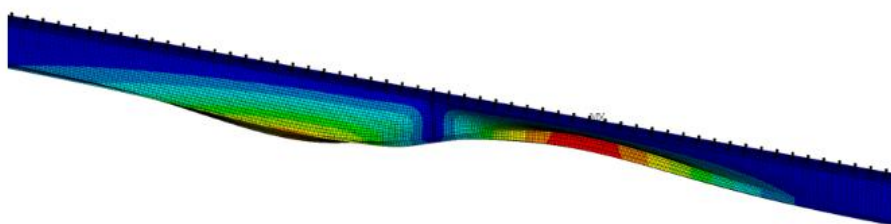


Figura 1-1: Modo de flambagem de FLD nas proximidades de um apoio interno.
Fonte: Dias (2018).

Quando uma estrutura mista está submetida a incêndio, ainda é possível que as instabilidades citadas ocorram, além disso, em elevadas temperaturas, próximas a 550 °C, o módulo de elasticidade e a resistência ao escoamento do aço se reduzem, aproximadamente, pela metade. Tal redução implica no fato de que, as estruturas de aço em elevadas temperaturas têm seu colapso, seja pelo material ou por instabilidades, muito mais precoce do que em temperatura ambiente.

A simulação de incêndios em ambientes experimentais é de suma dificuldade devido ao grande número de variáveis que influenciam um incêndio real. O tipo de combustível, a carga de incêndio, as dimensões e as geometrias das aberturas e do local em si e a presença ou não de medidas passivas e ativas de combate, são apenas alguns dos fatores que controlam tal sinistro. Assim, faz-se necessário, num ambiente experimental, padronizações para simular um incêndio, de forma a obter curvas de elevação de temperatura coerentes com o incêndio real a ser estudado.

Expressões que descrevem como a temperatura do incêndio varia com o tempo podem ser programadas em um forno calibrado ou em um modelo numérico, a fim de que as simulações sejam padronizadas. É interessante ressaltar que muitas curvas foram propostas por diferentes entidades, como por exemplo, a curva de incêndio padrão da ISO 834:1999 e as curvas parametrizadas do EN 1991-1-2:2002, mas todas elas possuem suas limitações ao tentarem simular um incêndio real. A escolha de qual curva de elevação da temperatura será utilizada em uma simulação influencia completamente a resposta do modelo.

Em uma situação real de incêndio, uma viga mista contínua pode possuir vários tramos e, cada tramo desses pode estar isolado termicamente dos demais. Dessa forma, é possível que o incêndio atinja apenas alguns tramos, ficando os demais sem aumento de temperatura. O estudo da compartimentação da viga mista contínua é, então, de fundamental importância para o entendimento de seu comportamento sob elevadas temperaturas.

1.2 Objetivos

O objetivo geral do presente trabalho é analisar o comportamento estrutural de vigas mistas contínuas de aço e concreto submetidas a momentos fletores não uniformes em situação de incêndio, através de um estudo numérico paramétrico, com foco na avaliação da influência das propriedades geométricas da seção transversal mista, observando também, de forma sucinta, as interferências do nível de carregamento, da variação da curva de elevação de temperatura e da compartimentação das vigas.

1.3 Metodologia

Inicialmente, foi adaptado a partir de Dias (2021) um modelo numérico em elementos finitos para a análise de vigas mistas contínuas em situação de incêndio, passível de diversas parametrizações no programa comercial ANSYS Mechanical APDL v. 2019 R3. Tal modelo foi validado com base em ensaios experimentais desenvolvidos por Dias (2021) e acompanhados durante a execução do presente trabalho, nos quais 4 vigas mistas foram submetidas a um momento fletor negativo constante ao longo de seu vão e submetidas a incêndio natural, em escala real. Foram instalados uma série de termopares e transdutores de deslocamentos na viga e na laje de concreto, a fim de que, as respostas

dos elementos estruturais fossem registradas para posterior comparação com valores numéricos.

Partindo do modelo validado, foi realizado um estudo paramétrico, no qual, as propriedades geométricas das vigas mistas, como o comprimento dos vãos, as dimensões do perfil de aço e da laje de concreto, bem como a taxa de armadura foram avaliadas. Foram utilizadas três diferentes curvas de elevação de temperatura, sendo duas delas oriundas do EN 1991-1-2:2002, com diferentes taxas de crescimento da temperatura e uma seguindo o incêndio padrão da ISO 834-1:1999. Três diferentes níveis de carregamento foram aplicados, com suas magnitudes sendo parcelas da resistência em temperatura ambiente. Por fim, foi avaliada a influência da compartimentação das vigas mistas, pela consideração do incêndio em apenas um dos vãos do modelo padrão.

As lajes de concreto estudadas foram maciças e os perfis de aço das classes 1 e 2 segundo o EN 1993-1-1:2005, ou seja, de seções compactas. As vigas mistas estudadas tiveram dois vãos, contínuos entre si e separados por apoios rotulados. No estudo paramétrico, foram analisadas variáveis de saída como a temperatura ao longo da altura do perfil e da laje de concreto, a presença de instabilidades locais e globais, a configuração deformada das vigas e os momentos resistentes em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Para cada variação dos parâmetros já citados, todas essas variáveis foram investigadas em um estudo comparativo.

1.4 Justificativa

Como descrito anteriormente, a elevação de temperatura degrada as propriedades mecânicas do aço e do concreto, tornando os elementos estruturais mais susceptíveis a instabilidades e menos resistentes. Ainda, a continuidade das vigas mistas possibilita a manifestação de tais instabilidades, prejudicando ainda mais o comportamento misto em elevadas temperaturas.

Dessa forma, observa-se que o conhecimento do comportamento estrutural das vigas mistas contínuas em temperaturas elevadas é de suma importância. Porém, existem ainda poucos trabalhos que tratam desse assunto, de forma que surgem grandes lacunas de conhecimento neste tema.

Assim, um estudo paramétrico, considerando a verificação de diversas variáveis que podem influenciar o comportamento das vigas mistas contínuas em situação de incêndio é extremamente relevante. A partir do presente trabalho, constatações de caráter inicial podem ser utilizadas em outras pesquisas, de forma a desenvolver ainda mais o estudo no tema proposto, que ainda é relativamente novo e incompreendido.

Por fim, através de mais estudos sobre o tema, novas prescrições normativas podem ser elaboradas.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Considerações sobre Vigas Mistas Contínuas em Temperatura Ambiente

2.1.1 Considerações Gerais

Para a promoção da resistência aos esforços solicitantes de forma colaborativa entre perfil de aço e laje de concreto, devem ser previstos conectores de cisalhamento, que podem ser do tipo *stud-bolt* (pino com cabeça), *perfobond* ou confeccionados com perfis U laminados ou formados a frio, dentre outros. Quando é colocado um número suficiente de conectores para não haja deslizamento relativo entre a laje e viga de aço, é considerada uma interação total com a resistência máxima da ligação, caso contrário a interação é chamada de parcial na qual ocorre algum deslizamento e a resistência da conexão é uma parcela da obtida no primeiro caso. Uma representação gráfica desses dois tipos de interação é apresentada na Figura 2-1:

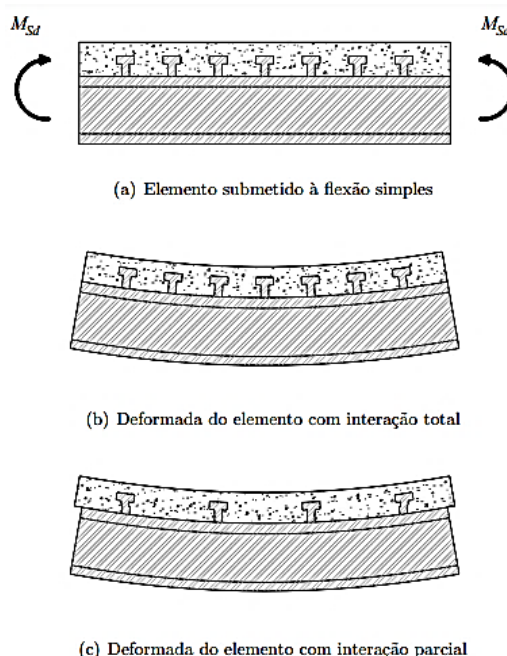


Figura 2-1: Tipos de interações entre perfil e laje.
Fonte: Lemes (2015).

A conexão de cisalhamento pode ter sua ruptura por duas formas distintas: por fendilhamento/esmagamento do concreto em contato com o conector ou por tração excessiva no próprio conector, sendo a resistência final de um conector, a menor entre as duas. Tais estados limites últimos são apresentados na Figura 2-2.

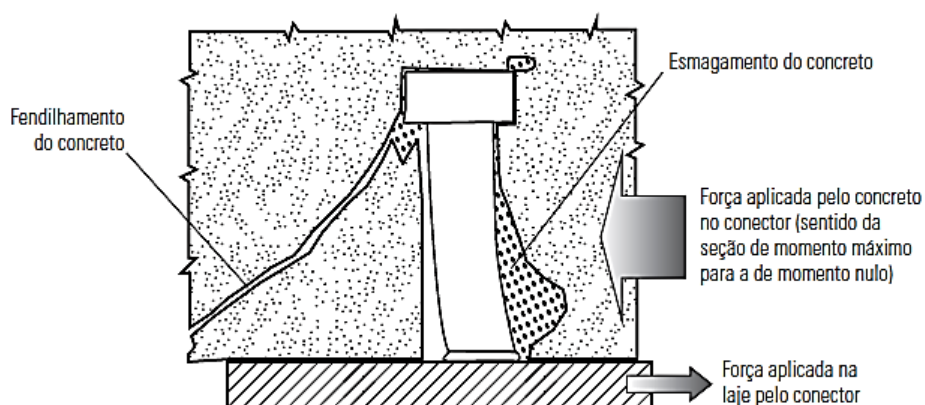


Figura 2-2: Ruptura da conexão de cisalhamento.

Fonte: Fakury *et al.* (2017).

Na região de contato entre perfil de aço e laje de concreto, ocorre uma não uniformidade das tensões longitudinais de compressão, σ_c , também chamada de *shear-lag*, com valores máximos, $\sigma_{c,máx}$, no eixo da viga, que se reduzem à medida que o ponto de análise se afasta de tal eixo. Dessa forma, algumas referências normativas como a NBR 8800:2008 e o EN 1994-1-1:2004, consideram uma largura limite da laje de concreto que contribui para a resistência da seção mista, chamada de largura efetiva (b). Dentro da largura efetiva, é assumida uma distribuição constante de tensões longitudinais com valores máximos e com resultante igual à da distribuição não uniforme. É interessante relatar que a metodologia de determinação da largura efetiva por parte das normas é simplificada. Segundo Nie, Tian e Cai (2007) e, Castro, Elghazouli e Izzuddin (2006), a largura efetiva depende fortemente das dimensões da laje, da conexão de cisalhamento, do vão da viga, das condições de contorno e do tipo de carregamento aplicado. O efeito *shear-lag* é representado graficamente na Figura 2-3.

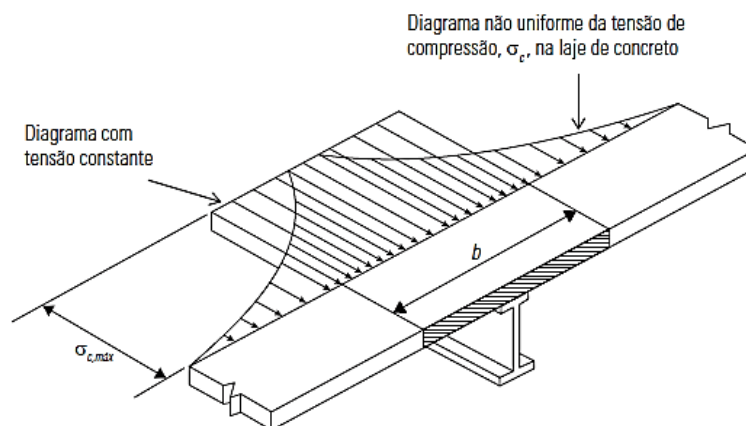


Figura 2-3: Efeito *shear-lag* em vigas mistas.
Fonte: Fakury *et al.* (2017).

Os esforços cortantes longitudinais que são transferidos pela conexão de cisalhamento causam tensões de cisalhamento na direção paralela à viga, que por sua vez geram tensões de tração na laje na direção perpendicular ao eixo da viga. Tal tensão de tração deve ser resistida pela chamada armadura de costura, que é disposta transversalmente ao eixo da viga. Adicionalmente, em regiões de união entre duas vigas com um pilar ou com uma viga de suporte, existe uma tendência de continuidade que pode gerar fissura na face superior da laje de concreto, de forma que devem ser previstas armaduras para impedir tal fissuração.

Ainda, as vigas mistas contínuas estão submetidas a regiões de momentos fletores positivos e negativos. Nas regiões de momentos negativos, o concreto da laje encontra-se parcialmente ou totalmente tracionado, sendo sua resistência, geralmente, desprezada. A armadura da laje de concreto contribui para a seção resistente, mas de uma forma pouco significativa devido a sua área reduzida, quando comparada ao perfil de aço. Ainda, nesse caso, a alma e a mesa inferior do perfil absorvem majoritariamente os esforços de compressão, sendo susceptíveis, então, a instabilidades locais, como a FLA e a FLM, respectivamente. Devido a uma combinação de efeitos nas regiões de momento negativos, as vigas mistas contínuas ainda podem sofrer um fenômeno de instabilidade global, chamado de flambagem lateral com distorção, ou FLD.

2.1.2 Comportamento Estrutural

Como mencionado anteriormente, em regiões de momentos negativos, a contribuição da laje de concreto para a seção resistente é pouco expressiva e, para fins de dimensionamento, é considerada inexistente. Estudos como o de Dekker, Kemp e Trincherro (1995), sugerem que para momentos fletores negativos entre 30% e 40% do momento último resistente da seção mista, já ocorre a fissuração do concreto da laje, motivo pelo qual, em projeto, pode ser desconsiderada a sua resistência. A armadura da laje controla a parcela da alma do perfil submetida à compressão, já que ela influencia a posição da linha neutra. Como a mesa inferior e grande parte da alma (ou toda ela) encontram-se comprimidas, elas podem sofrer instabilidades locais, que são facilitadas pela considerável esbeltez desses elementos. Climenhaga e Johnson (1972) apontaram que o comportamento relativo às instabilidades locais de uma viga mista contínua é muito semelhante ao de uma viga contínua de aço puro, diferindo apenas no fato de que, na viga mista, a linha neutra da seção transversal aproxima-se da laje de concreto, comprimindo assim uma maior parcela da alma e facilitando a FLA. Os mesmos autores ainda concluem que a prevenção da deformação excessiva da alma do perfil por meio da colocação de enrijecedores melhora consideravelmente as respostas das vigas mistas em região de concreto tracionado, o que também foi observado por Chen (1992). Kemp e Dekker (1991) inferiram a partir de ensaios experimentais que a classificação de seções transversais de aço contida no EN 1993-1-1:2005 pode ser aplicada, sem grandes divergências, a vigas mistas contínuas, de forma que a abordagem relativa a flambagens locais para os dois casos pode ser a mesma. Johnson e Fan (1991), através de ensaios em escala real, reforçaram a conclusão sobre a classificação de seções apresentada acima e concluíram que a flambagem local da mesa inferior, que é comprimida, não apresenta grandes influências no comportamento da viga mista contínua.

Nas regiões de momentos negativos, como discutido anteriormente, a mesa inferior e uma parcela considerável da alma (ou toda ela) do perfil de aço são comprimidas. O deslocamento lateral da mesa inferior é impedido apenas pela rigidez da alma do perfil, a qual, muitas vezes, é insuficiente para realizar tal restrição. Segundo Dias (2021), como a laje de concreto, mesmo fissurada, ainda impede grande parte da torção pura da seção, a alma, com baixa rigidez, se deforma perdendo sua planicidade, enquanto a mesa inferior

se desloca como um corpo rígido, lateralmente. A mesa superior tem seu deslocamento lateral impedido pela laje de concreto fissurada, mas a deformação da conexão de cisalhamento, aliada à própria flexão da laje, facilitam o giro da seção como um todo. A soma de todos esses fenômenos resulta na chamada flambagem lateral com distorção que, segundo Bradford e Kemp (2000), não respeita a hipótese de não alteração da seção transversal de Vlasov. A seção transversal da viga ao sofrer FLD é ilustrada pela Figura 2-4, que segue:

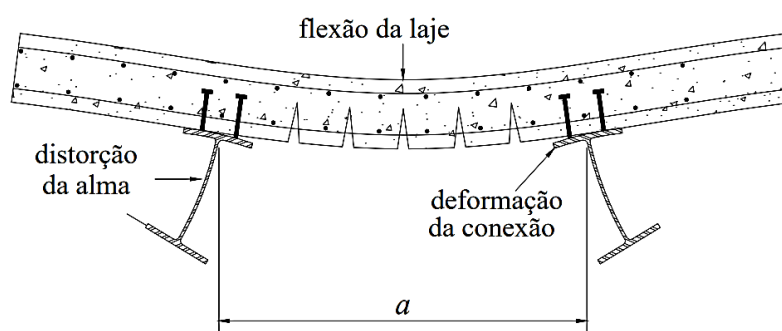


Figura 2-4: Seção transversal da viga mista sujeita a flambagem lateral com distorção.
Fonte: Dias (2021).

Nesse tipo de instabilidade, geralmente, ocorrem duas semiondas alternadas em relação ao apoio interno, que segundo Johnson (2004) se estendem por grande parte da região de momentos negativos, não possuem caráter senoidal e ocorrem com seu deslocamento máximo a uma distância do apoio entre duas e três vezes a altura total do perfil de aço.

Um dos primeiros estudos sobre a flambagem lateral com distorção da seção transversal de uma viga mista foi desenvolvido por Svensson (1985), através da consideração de uma mola translacional e rotacional ligada à mesa inferior do perfil. Posteriormente, Goltermann e Svensson (1988) propuseram que a mola restringisse o deslocamento lateral e a rotação de um t formado pela mesa inferior e uma parcela de 15% da alma do perfil. A rigidez dessa mola foi calculada considerando a rigidez à rotação da laje e a rigidez à flexão do perfil.

Ademais, é interessante ressaltar que os fenômenos de instabilidades local e global em regiões de momentos negativos podem ter interferência uns nos outros. Fan (1990) concluiu que a flambagem local da mesa inferior (FLM) pode facilitar a ocorrência da

flambagem lateral com distorção (FLD). Mesmo assim, tais fenômenos ainda são tratados de formas independentes pelo EN 1994-1-1:2004 e pela NBR 8800:2008.

O procedimento para a consideração da FLD em projetos, segundo a NBR 8800:2008 e o EN 1994-1-1:2004, é semelhante ao que é feito em outros casos nos quais uma flambagem global tem grande importância e influência no comportamento de um determinado elemento. Em outras palavras, é assumido que os efeitos causados pela instabilidade em si, pelas tensões residuais oriundas do processo de laminação ou soldagem e pelas imperfeições geométricas e físicas, são considerados através de uma curva que relaciona duas grandezas diferentes. Uma é o fator de redução da resistência (χ_{dist}), que reduz a resistência última de seção mista considerada fissurada (apenas com o perfil de aço e as armaduras da laje), sendo a outra um índice de esbeltez relevante (λ_{dist}), que por sua vez, é obtido a partir de uma grandeza crítica de flambagem. No caso da FLD, tal grandeza é um momento crítico elástico, pelo qual inicia-se o processo de dimensionamento e que será abordado na sequência. Como a NBR 8800:2008 permite apenas seções compactas para vigas mistas contínuas, o fator χ_{dist} sempre irá reduzir a resistência à plastificação total da seção mista. Já o EN 1994-1-1:2004 permite também a consideração de perfis que sofrem flambagem local fora do regime elástico (Classe 3), nesse caso, χ_{dist} reduz o momento de início de escoamento da seção.

Outra diferença entre as prescrições das normas brasileira e europeia está na obtenção do fator de redução de resistência, visto que, para a NBR 8800:2008, uma única curva que relaciona tal grandeza com o índice de esbeltez reduzido é utilizada, sendo a mesma empregada no caso de instabilidades por compressão, ao passo que o EN 1994-1-1:2004 cita as prescrições do EN 1993-1-1:2005, nas quais 4 diferentes curvas, específicas para a FLD (utilizadas também para a FLT), são utilizadas a dependerem da razão entre a altura e a largura do perfil de aço e do tipo de processo de fabricação do perfil (soldado ou laminado).

É interessante ressaltar que, para tal determinação do momento crítico elástico, é recomendada a utilização do mecanismo U invertido, o qual considera a influência de vigas adjacentes unidas entre si por uma mesma laje de concreto, como é comum em uma situação real, como enunciado por Johnson e Fan (1991). Uma representação ilustrativa do mecanismo U invertido é apresentada na Figura 2-5, como segue:

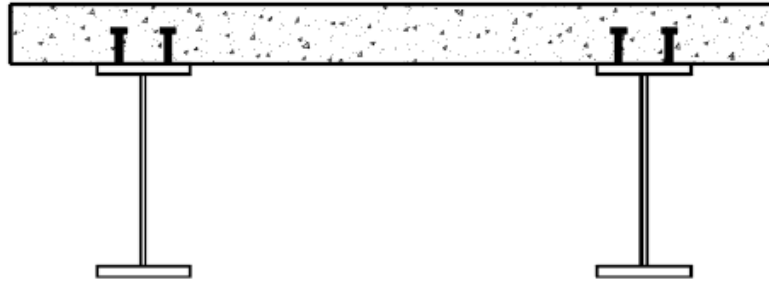


Figura 2-5: Mecanismo U invertido.
Fonte: Dias (2021).

Ainda, é possível a consideração dos mecanismos U invertido contínuo e discreto. Na primeira situação, enrijecedores verticais são colocados apenas nas regiões dos apoios da viga, enquanto para o mecanismo discreto, tais enrijecedores são colocados ao longo da região de concreto tracionado, de forma igualmente espaçada. Ao se considerar a disposição de enrijecedores pela abordagem discreta, Chen (1992) e Oliveira (2018) observaram um aumento do momento crítico à FLD das vigas mistas contínuas.

A formulação mais difundida que descreve uma equação explícita para o cálculo do momento crítico à FLD em vigas mistas contínuas submetidas a momentos flettores negativos uniformes foi proposta por Roik, Hanswille e Kina (1990), considerando a deformada da viga mista com um número de semiondas unitário. Esse modelo foi restringido completamente ao deslocamento lateral em sua mesa superior, simulando a restrição imposta pela laje de concreto, e parcialmente à rotação em sua mesa inferior através de molas rotacionais e translacionais, simulando a pequena restrição imposta pela alma do perfil. A equação de Roik, como ficou conhecida, foi aprimorada posteriormente, para que diferentes distribuições de momentos flettores negativos pudessem ser consideradas e é apresentada a seguir:

$$M_{cr} = \frac{\alpha_g C_{dist}}{L} \sqrt{\left(G_a J_a + \frac{k_r L^2}{\pi^2} \right) E_a I_{af,y}} \quad (2.1)$$

na qual L é distância entre apoios com restrição ao deslocamento lateral das mesas do perfil de aço, G_a é o módulo de elasticidade transversal do aço, J_a é a constante de torção do perfil de aço, E_a é o módulo de elasticidade longitudinal do aço, $I_{af,y}$ é o momento de inércia da mesa inferior do perfil de aço em torno do eixo centroidal vertical da seção, α_g

é um coeficiente relacionado à influência da laje na distribuição de tensões da seção, dado por:

$$\alpha_g = \frac{\left(\frac{h_0 I_x}{I_{ax}} \right)}{h_0 + \frac{\left(\frac{h_0^2}{4} + \frac{I_{ax} + I_{ay}}{A_a} \right)}{e}} \quad (2.2)$$

na qual, h_0 é a distância entre os centroides das mesas do perfil de aço, I_x é o momento de inércia da seção mista em relação ao eixo centroidal horizontal, I_{ax} é o momento de inércia da seção de aço em relação ao eixo centroidal horizontal, I_{ay} é o momento de inércia da seção de aço em relação ao eixo centroidal vertical, A_a é a área da seção transversal do perfil e e é a razão entre o momento fletor e a força normal aplicados ao perfil de aço e gerados devido ao deslocamento da linha neutra por parte das armaduras da laje. Na Eq. (2.1), k_r é a rigidez rotacional da seção transversal da seção mista, calculado pela seguinte associação em série de rigidezes:

$$k_r = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (2.3)$$

sendo k_1 a rigidez rotacional da laje e k_2 a rigidez à flexão lateral da alma do perfil. A rigidez k_1 pode ser dada por:

$$k_1 = \frac{\alpha (EI)_2}{a} \quad (2.4)$$

em que, $(EI)_2$ é a rigidez à flexão por unidade de largura da laje de concreto fissurada, a é o espaçamento entre vigas, considerando o mecanismo U invertido e α é um coeficiente que capta a influência da posição da viga analisada no sistema de piso misto, sendo tomado igual 2 para vigas de extremidade e igual a 3 para vigas internas (caso existam mais de 4 vigas similares no sistema de piso, tal coeficiente, para vigas internas, pode ser tomado igual a 4). A rigidez k_2 é dada pela seguinte expressão:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4h_0 (1 - \nu_a^2)} \quad (2.5)$$

na qual t_w é a espessura da alma do perfil e ν_a é o coeficiente de Poisson do aço.

Por fim, o coeficiente C_{dist} da Eq. (2.1) é um coeficiente que leva em conta a não uniformidade do diagrama de momentos fletores. Alguns estudos como o de Amaral *et al.* (2018) apontaram imprecisões na formulação de Roik e consideraram a influência dos vãos adjacentes da viga mista no seu momento crítico a FLD, propondo assim, novos valores para o coeficiente C_{dist} . Ainda, é possível enunciar que tal coeficiente se mostrou fortemente dependente das propriedades geométricas da seção transversal da viga mista e não apenas do diagrama de momentos fletores, como havia sido suposto por Roik, Hanswille e Kina (1990). A Eq. (2.1) (Equação de Roik) é trazida explicitamente no corpo da NBR 8800:2008, já o EN 1994-1-1:2004 não cita tal expressão, mas ainda recomenda a utilização do mecanismo U invertido.

Posteriormente, Hanswille, Lindner e München (1998) propuseram uma formulação mais precisa que a equação de Roik, considerando um número variável de semiondas na deformada da viga mista. Chen e Ye (2010) estudaram a FLD em vigas mistas com perfis I duplamente simétricos, com carregamento transversal uniformemente distribuído e desenvolveram uma nova equação da energia potencial dessas vigas, através de uma análise não linear elástica e partindo do método de Ritz. Zhou *et al.* (2014) desenvolveram um equacionamento do momento crítico à FLD considerando que a rigidez à flexão da alma do perfil, que é responsável por impedir a distorção da seção, é variável a depender do nível de compressão da alma. Essa consideração ainda não havia sido estabelecida, ou seja, até então tal rigidez era considerada constante. Zhou, Li e Yan (2016) propuseram a adição de um termo referente ao cisalhamento da alma na equação da energia potencial de vigas mistas submetidas a momentos negativos, visto que os autores constataram que a FLD ocorre em regiões com elevado esforço cortante e com perfis de alma esbelta. Lei e Li (2017) também estudaram o fenômeno da FLD, mas discretizando as mesas e a alma do perfil como duas barras e uma placa, respectivamente. Esses mesmos autores propuseram uma nova solução analítica para o problema, partindo do método de Rayleigh-Ritz para a determinação da equação da energia potencial total do sistema e os resultados foram comparados com modelos numéricos que utilizavam elementos tridimensionais do tipo *shell*.

Ainda hoje, diversos estudos vêm ampliando o campo de abrangência da equação de Roik, como o de Dias (2018) e de Dias *et al.* (2019), nos quais diversos modelos numéricos que consideravam efeitos complexos foram desenvolvidos e as influências desses efeitos

foram embutidas nas equações através de um coeficiente numericamente calibrado, gerando assim uma nova formulação para o problema. Nesses estudos, foi constatado que o modo de flambagem global das vigas mistas contínuas dependia fortemente do tamanho do seu vão e um procedimento para a determinação do número de semiondas formadas em função da magnitude do vão da viga foi elaborado. Além disso, os autores notaram que o deslocamento da linha neutra do centroide do perfil de aço para o centroide da seção mista gera grandes reduções do momento crítico à FLD.

Adicionalmente, Oliveira *et al.* (2021) estudaram a influência da colocação de enrijecedores transversais soldados à alma do perfil de aço, em regiões de momentos negativos, de vigas mistas contínuas na avaliação do momento fletor crítico à FLD. Os autores propuseram um estudo numérico/paramétrico, considerando modelos de elementos finitos, validados a partir do estudo experimental de Chen (1992) e variaram a quantidade de vãos da viga, suas propriedades geométricas e a relação entre o espaçamento dos enrijecedores e a altura do perfil de aço. O estudo concluiu que ocorre uma elevação do momento crítico resistente à FLD à medida que o espaçamento entre enrijecedores diminui e ao passo que a diferença entre tal grandeza (M_{cr}), desconsiderando os enrijecedores, e o momento à plastificação total da seção mista (M_{pl}) aumenta. Os mesmos autores ainda compararam os resultados numéricos para o momento resistente da seção transversal da seção mista em regiões de concreto tracionado com os valores obtidos pelas prescrições normativas da NBR 8800:2008 e do EN 1994-1-1:2004, considerando a rigidez à flexão lateral da alma, calculada levando-se em conta a influência dos enrijecedores transversais conforme descrito por Chen e Wang (2012).

Quanto à conexão de cisalhamento, seu comportamento em regiões de momentos positivos é diferente do observado para momentos negativos. Segundo Johnson (2004), ensaios do tipo *push-out* mostram que a resistência da conexão é pouco afetada nas regiões de concreto tracionado, todavia sua rigidez é drasticamente reduzida. Como enunciado pelo mesmo autor, por esse e outros motivos, as referências normativas exigem que, em regiões de momentos negativos, haja interação total entre perfil de aço e laje, ou seja, não é permitida que haja apenas interação parcial. Todavia, estudos como os de Loh, Uy e Bradford. (2004a, 2004b) mostram a possibilidade da utilização de interação parcial em regiões de momentos negativos, visto que o aumento da capacidade de rotação da viga mista é uma consequência que pode ser positiva, em contrapartida à perda de resistência,

que no âmbito de seus estudos, foi considerada insignificante. Esses autores também enunciam que para graus de interação inferiores a 50%, a falha ocorre justamente na conexão, com menor tendência a instabilidades locais, além de que, a taxa de armadura da laje tem uma influência significativa na capacidade resistente e na ductilidade da viga mista.

A largura efetiva em regiões de momentos fletores negativos é consideravelmente alterada, quando em comparação a regiões de momentos positivos, devido à fissuração da laje de concreto. Para vigas mistas contínuas, a NBR 8800:2008 adota um procedimento elástico simplificado de determinação da largura efetiva, similar ao realizado para vigas biapoiadas, ou seja, considerando para cada lado o menor valor entre $1/8$ da distância entre momentos nulos, metade da distância entre eixos em relação à viga adjacente ou a distância entre o eixo da viga analisada e uma borda em balanço. A mesma norma simplifica o processo de obtenção das distâncias entre seções de momento nulo, considerando para regiões de momento positivo da viga contínua, $4/5$ da distância entre apoios para vão externos, $7/10$ da distância entre apoios para vão internos e para regiões de momentos negativos, $1/4$ da soma dos vãos adjacentes.

Como discutido anteriormente, tal procedimento é simplificado, todavia existem estudos que discutem procedimentos mais precisos da determinação da largura efetiva de vigas mistas tanto, como o de Nie, Tian e Cai (2007), que concluíram que na resistência última da seção mista sob momentos positivos, a largura efetiva é maior em comparação a um estado de serviço da viga. Amadio *et al.* (2003) propuseram um estudo experimental para a avaliação da largura efetiva de vigas mistas submetidas a momentos positivos e negativos. Os autores concluíram que para regiões de concreto tracionado, o efeito *shear-lag* torna-se menos significativo quando a viga se aproxima do colapso, situação na qual todas as barras da laje foram plastificadas, tornando a distribuição de tensões longitudinais quase constante. Ainda, foi constatado que o método elástico de determinação da largura efetiva trazido pelo EN 1994-1-1:2004 é conservador, ou seja, as análises considerando a plastificação da seção tendem a obter larguras efetivas maiores. Por fim, os mesmos autores propuseram a consideração da largura efetiva considerando $1/4$ da distância entre seções de momento nulo, a qual é menos conservadora que as

referências normativas e é baseada na alta ductilidade das armaduras da laje em uma situação última.

Outro ponto importante no comportamento de vigas mistas contínuas, encontra-se na interação entre esforços solicitantes. As regiões de momentos negativos, próximas aos apoios da viga, também apresentam esforços cortantes elevados, sendo assim, a interação entre esses dois esforços deve ser considerada. Essa situação não ocorre em vigas biapoiadas, já que nesse caso, as seções que apresentam maiores momentos positivos, geralmente, possuem esforços cortantes baixos ou até nulos. Liang *et al.* (2003) estudaram, via MEF, o comportamento de vigas mistas contínuas sob interação de momentos fletores e esforços cortantes. Os autores concluíram que a laje de concreto contribui significativamente para a resistência ao cisalhamento vertical, bem como a variação do grau de interação da conexão por cisalhamento. Ainda, o mesmo estudo propõe uma equação de interação entre os esforços de flexão e cortante, que relaciona as resistências últimas da seção mista submetida a combinação de esforços, as resistências últimas considerando uma flexão pura e coeficientes de correção que variam se a seção analisada se encontra em regiões de momento negativo ou positivo. Por fim, os mesmos autores concluíram que a interação entre momentos negativos e cortantes geram uma maior perda de resistência da seção mista em relação à mesma interação, mas com momentos positivos.

Devido aos efeitos intensificados de instabilidades locais e à FLD, é possível concluir que as regiões de momentos negativos são mais críticas que as de momentos positivos para vigas mistas. Chen e Jia (2007) indicam que o momento fletor resistente negativo é cerca de 70% do positivo, sendo que, em alguns casos tal porcentagem pode ser bem menor. Ainda, partindo de uma análise linear de uma viga mista contínua, é possível constatar que os momentos negativos são elevados e, em geral, maiores, em módulo, que os positivos. Em outras palavras, em regiões de concreto tracionado, uma maior solicitação e uma menor resistência da viga mista ocorrem. O dimensionamento realizado baseando-se nos momentos negativos pode se tornar antieconômico, sendo assim, é possível lançar mão da hiperstaticidade das vigas mistas contínuas. Devido a essa reserva de segurança inerente às vigas mistas, a formação da primeira rótula plástica não representa, necessariamente, o colapso do elemento, sendo possível uma análise rígido-plástica da

viga e considerando uma redistribuição de momentos. Tal redistribuição ocorre quando é formada a primeira rótula plástica na região de momentos negativos e a partir daí, cada incremento de momento fletor solicitante é absorvido pelas seções do centro do vão da viga, sob momentos positivos, o que garante à viga mista contínua uma maior resistência última. O EN 1994-1-1:2004 estipula que tal redistribuição, quando o concreto é considerado não fissurado, pode ser de até 40, 30, 20 e 10% para seções de classes 1, 2, 3 e 4, respectivamente. Para que ocorra a redistribuição de momentos, a viga mista contínua deve apresentar uma capacidade de rotação na rótula formada próxima aos apoios, chamada de rotação requerida. Cada seção transversal possui uma capacidade disponível de rotação, que segundo Chen e Jia (2007), depende fortemente da parcela do perfil de aço sob compressão e da razão de esbeltez lateral da viga mista. Dessa forma, a capacidade disponível de rotação da viga deve ser superior à rotação requerida para que o mecanismo plástico de redistribuição de esforços ocorra. Tan e Uy (2011) estudaram o comportamento de vigas mistas semicontínuas quanto às suas capacidades resistentes à flexão e rotacional através de modelos de elementos finitos, considerando uma análise geometricamente não linear e de modelos experimentais em escala real. O estudo aponta que a utilização da interação parcial se mostrou benéfica no aumento da ductilidade relacionada à capacidade disponível de rotação das vigas, sendo recomendada em dimensionamentos em regime plástico.

Alguns outros estudos sobre o comportamento de vigas mistas contínuas foram realizados, como o de Vasdravellis, Uy e Kirkland (2011), que estudaram, através de experimentos em escala real e de um estudo paramétrico, a influência de esforços de tração axial em regiões de momentos negativos. Os autores concluíram que para níveis elevados de tração a capacidade resistente da seção é significativamente reduzida. Chen (2005) estudou o comportamento de vigas mistas submetidas a momentos negativos com aplicação de protensão. O autor observou que com o aumento do nível do protensão, o momento resistente de fissuração da laje de concreto aumentou e que o comportamento das vigas foi limitado aos fenômenos da FLA, FLM e FLD ou de interações dessas instabilidades. Ainda, Fan *et al.* (2010) analisaram os efeitos de longa duração (retração e fluência) em vigas mistas com regiões de momentos positivos e negativos. Tal estudo concluiu que, para regiões de momentos negativos, a retração do concreto facilitou a

fissuração da laje, o que resultou em grandes deformações e a colocação de uma maior taxa de armadura para evitar a propagação das fissuras é recomendada pelos autores.

Por fim, recentemente, o trabalho de Filla *et al.* (2021) estudou a influência da magnitude das imperfeições geométricas na capacidade resistente de vigas mistas contínuas susceptíveis à FLD. Os autores desenvolveram modelos numéricos com imperfeições de magnitude baseada no comprimento total da viga ou no comprimento de cada semionda observada no primeiro modo de flambagem. Os resultados da capacidade resistente obtidos numericamente foram comparados aos obtidos pelas prescrições do EN 1994-1-1:2004. Os autores concluíram que, quando se consideram as imperfeições baseadas apenas no comprimento total da viga, os resultados obtidos são extremamente conservadores, ao passo que, ao se considerar o comprimento de cada semionda, os resultados são menos conservadores, mas ainda seguros. Dessa forma, as imperfeições consideradas em modelos numéricos, para resultados mais próximos aos normativos, podem ser consideradas da ordem de um milésimo do comprimento das semiondas do modo de flambagem elástica da viga mista contínua.

2.2 Considerações sobre Incêndios

2.2.1 Incêndios Reais

No que tange ao estudo de um incêndio, são possíveis duas abordagens, uma chamada prescritiva e outra chamada baseada em desempenho. Na primeira, o estudo fica restrito ao atendimento de prescrições normativas que incluem desde restrições em dimensões a definições bem limitadas dos procedimentos a serem adotados para o projeto, como por exemplo, temperaturas limites que podem ser atingidas nas estruturas. Já na abordagem baseada em desempenho, segundo Wang (2002), a temperatura é apenas mais um fator a ser estudado, assim como o tipo de fogo, as consequências do incêndio, os carregamentos da estrutura, a importância dos elementos estruturais e as interações entre eles. Uma abordagem mais refinada, como essa última, é mais precisa na representação de um incêndio real e das suas consequências, mas exige esforços de cálculo e de simulação maiores.

O incêndio causa elevação da temperatura dos elementos estruturais e tal elevação traz uma série de consequências prejudiciais aos mesmos e à estrutura como um todo. Em um

primeiro momento, a elevação da temperatura degrada as propriedades mecânicas dos materiais do elemento estrutural, tanto a resistência quanto o módulo de elasticidade. Ainda, os deslocamentos da estrutura tornam-se mais elevados, amplificando os efeitos de segunda ordem e, conseqüentemente, as solicitações. Além disso, deformações térmicas são impostas à estrutura, as quais, se restringidas, também geram solicitações.

Em um incêndio real, inicialmente, a combustão fica limitada a uma pequena região próxima ao ponto de ignição. Nesse primeiro momento, não há grandes elevações de temperatura, mas há alta produção de fumaça e produtos tóxicos. O fogo nessa etapa pode encontrar dificuldades de se propagar devido à ausência de oxigênio ou à dificuldade de ignição dos demais objetos combustíveis do compartimento. Todavia, para fins de projeto, é considerado que essa etapa inicial é superada, ou seja, o fogo possui as condições necessárias para se propagar no ambiente. Quando o fogo se propaga de forma a atingir a superfície de todos os combustíveis do ambiente, ocorre o fenômeno chamado *flashover*, que é seguido por um aumento brusco e acelerado da temperatura e uma queima constante dos combustíveis. Nessa etapa, todo o material combustível se encontra em chamas e a taxa de queima depende da quantidade de oxigênio disponível no ambiente. As temperaturas, então, começam a diminuir quando grande parte do material combustível já foi consumido e, posteriormente o incêndio se encerra na ausência desse material. O comportamento generalizado de um incêndio real é mostrado na Figura 2-6:

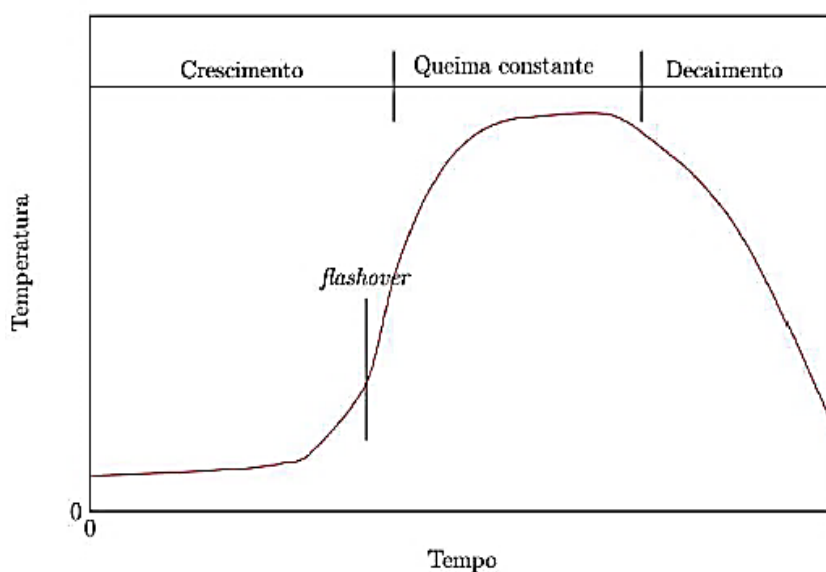


Figura 2-6: Desenvolvimento de um incêndio real.
Fonte: Dias (2021).

Para descrever uma curva que representasse todo o comportamento de um incêndio real, seria necessário um esforço matemático e computacional muito elevado. Por isso, é comum o interesse apenas na fase após o *flashover*, na qual há de fato aumentos significativos de temperatura.

No âmbito do combate ao incêndio real, podem ser utilizadas medidas ativas ou passivas. Como medidas ativas pode-se enunciar as brigadas de incêndio, os extintores, os *sprinklers* e os hidrantes. Em contrapartida, placas de gesso revestidas com lâ de vidro ou lâ de rocha, argamassas projetadas e tintas intumescentes são consideradas medidas passivas. Tais medidas devem ser propostas de forma a garantir, como prioridade principal, a evacuação com segurança dos ocupantes da edificação submetida ao incêndio e depois garantir a manutenção da integridade da estrutura, de forma que a mesma não perca sua função inicial.

2.2.2 Curvas de Incêndio Baseadas em Prescrições Normativas

O EN 1991-1-2: 2002 traz equações paramétricas que modelam a elevação da temperatura em um incêndio baseadas na taxa de ventilação, nas aberturas do compartimento, na densidade do combustível e na área do compartimento do incêndio. A curva de elevação da temperatura segundo a norma europeia é apresentada através da Eq. (2.6):

$$T_{fi} = 20 + 1325(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad (2.6)$$

na qual, T_{fi} é a temperatura dos gases do incêndio em °C e t^* é um parâmetro modificado de tempo em horas, dado pela seguinte expressão:

$$t^* = t \Gamma \quad (2.7)$$

em que, t é o tempo em horas e Γ é um parâmetro adimensional, dado por:

$$\Gamma = \frac{(O/b_t)}{(0,04/1160)^2} \quad (2.8)$$

sendo b_t uma propriedade físico-térmica do material que reveste o compartimento e O , o fator de ventilação, que possui valor limite inferior de 0,02 e superior de 0,2, e é dado pela Eq. (2.9):

$$O = \frac{A_v \sqrt{h_{eq}}}{A_t} \quad (2.9)$$

com A_v sendo a área total das aberturas em m^2 , h_{eq} a altura média das aberturas em metros e A_t a área total do compartimento em m^2 , levando em conta pisos, tetos e paredes. A curva da norma europeia tem um trecho crescente até um dado instante t_d^* , dado pela expressão que segue:

$$t_d^* = 0,00013 \frac{q_{t,d} \Gamma}{O} \quad (2.10)$$

na qual, $q_{t,d}$ é chamada de densidade de carga de incêndio relacionada à área total do compartimento, com valor limite inferior de 50 e superior de 1000 MJ/ m^2 e que representa a quantidade total de combustível presente no ambiente do incêndio e depende do tipo de material a ser queimado sendo dada pela Eq. (2.11):

$$q_{t,d} = \frac{q_{f,d} A_f}{A_t} \quad (2.11)$$

na qual, $q_{f,d}$ é a densidade de carga de incêndio relativa à área do piso do compartimento A_f , especificada no Anexo E do EN 1991-1-2:2002. O tempo t_d^* , no qual ocorre a máxima temperatura do incêndio, deve ser maior ou igual a um tempo mínimo ($t_{mín}$) relacionado à velocidade de desenvolvimento do incêndio. Para um desenvolvimento lento (espaços públicos), médio (residências, hotéis e hospitais) e rápido (bibliotecas, cinemas e teatros), o tempo mínimo é de 25, 20 e 15 minutos, respectivamente. Quando t_d^* é igual a $t_{mín}$, o incêndio é controlado pelos materiais combustíveis e quando t_d^* é maior que $t_{mín}$, o incêndio é controlado pela ventilação. Após o instante t_d^* descrito acima, a curva possui um trecho decrescente de resfriamento, descrito pelo conjunto de Eqs. (2.12):

$$T_{fi} = \begin{cases} T_{fi,máx} - 625(t^* - t_d^*) & \text{se } t_d^* \leq 0,5 \\ T_{fi,máx} - 250(3 - t_d^*)(t^* - t_d^*) & \text{se } 0,5 \leq t_d^* < 2,0 \\ T_{fi,máx} - 250(t^* - t_d^*) & \text{se } t_d^* \geq 2,0 \end{cases} \quad (2.12)$$

sendo $T_{fi,máx}$ a máxima temperatura atingida no incêndio, obtida pela substituição da Eq. (2.10) na Eq. (2.6). Vale ressaltar que tais curvas se limitam a ambientes de no máximo

100 m² e altura máxima de 4 m, limites nos quais as distribuições de temperatura ainda são consideradas uniformes o suficiente.

A metodologia da norma europeia descrita acima se enquadra na abordagem baseada em desempenho. Todavia, ainda são comuns estudos baseados na abordagem prescritiva, principalmente levando em consideração a curva de incêndio padrão contida na ISO 834-1:1999, como segue:

$$T_f = T_a + 345 \log(8t + 1) \quad (2.13)$$

na qual T_a é a temperatura ambiente em °C e t o tempo decorrido do incêndio, dado em minutos. Tal modelo só é válido para incêndios com combustíveis de origem celulósica. O incêndio padrão, embora mais impreciso que a abordagem da norma europeia descrita, tem uma maior simplicidade de implementação por se tratar de uma curva única e com apenas o tempo como parâmetro de entrada.

A seguir, são apresentadas as curvas de elevação de temperatura do EN 1991-1-2:2002 e da ISO 834-1:1999, considerando os valores do parâmetro adimensional, Γ , iguais a 0,2, 1 e 5:

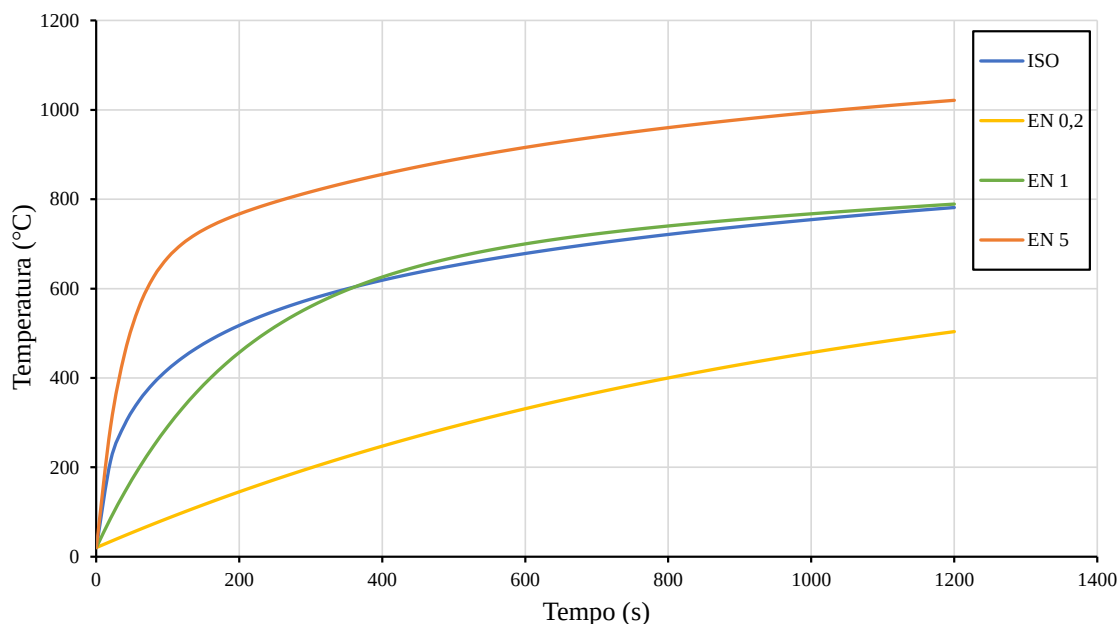


Figura 2-7: Comparação das curvas de elevação da temperatura.

Pela Figura 2-7, é possível observar as diferentes taxas de aumento da temperatura ao se variar o parâmetro adimensional trazido pelo EN 1991-1-2:2002. Ainda, constata-se a

semelhança entre a curva do incêndio padrão da ISO 834-1:1999 e da referência normativa europeia em questão, quando $\Gamma = 1$ e para tempos superiores a, aproximadamente, 400 segundos.

2.3 Propriedades Mecânicas e Térmicas do Aço e do Concreto em Temperaturas Elevadas

Quando submetidos a elevadas temperaturas, os elementos de aço e concreto têm suas propriedades mecânicas reduzidas. Além disso, as propriedades térmicas desses materiais, como a condutividade térmica e o calor específico, variam com a elevação da temperatura. Vale ainda ressaltar que tais materiais sofrem alongamentos térmicos que devem ter seus valores considerados de acordo com a temperatura do elemento. O EN 1994-1-2:2005 e a NBR 14323:2013 trazem em seu corpo diretrizes para a determinação das propriedades citadas anteriormente de acordo com a evolução da temperatura.

Para o aço dos perfis, o EN 1994-1-2:2005, em sua Tabela 3.2, traz os valores dos coeficientes de redução da resistência ao escoamento ($k_{ya,\theta}$), do limite de proporcionalidade ($k_{pa,\theta}$), do limite de resistência ($k_{ua,\theta}$) e do módulo de elasticidade longitudinal ($k_{Ea,\theta}$), dados pela divisão do valor da propriedade mecânica em uma certa temperatura elevada pelo seu valor correspondente em temperatura ambiente. Para as tensões, o valor de referência em temperatura ambiente é o limite de escoamento, f_{ay} e E_a é o módulo de elasticidade do aço dos perfis em temperatura ambiente. Tais valores são apresentados na Tabela 2-1, a seguir:

Tabela 2-1: Coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço dos perfis em elevadas temperaturas.

Fonte: EN 1994-1-2:2005.

Temperatura do aço (°C)	$k_{Ea,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{pa,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{ya,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{ua,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	1,00
500	0,60	0,360	0,78	0,78
600	0,31	0,180	0,47	0,47
700	0,13	0,075	0,23	0,23
800	0,09	0,050	0,11	0,11
900	0,0675	0,0375	0,06	0,06
1000	0,0450	0,025	0,04	0,04
1100	0,0225	0,0125	0,02	0,02
1200	0	0	0	0

Já para o aço das armaduras da laje, o EN 1994-1-2:2005, em sua Tabela 3.4, apresenta os valores dos coeficientes de redução das tensões apresentam o limite de escoamento f_{sy} como referência em temperatura ambiente e E_s é o módulo de elasticidade longitudinal do aço das armaduras, como segue:

Tabela 2-2: Coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço das armaduras em elevadas temperaturas.

Fonte: EN 1994-1-2:2005.

Temperatura do aço (°C)	$k_{Es,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$	$k_{ps,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy}}$	$k_{ys,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1000	0,03	0,03	0,05
1100	0,02	0,02	0,03
1200	0	0	0

É interessante observar que o módulo de elasticidade do aço tem seu valor reduzido mais rapidamente, com o aumento da temperatura, que o seu limite de escoamento. Tal fato implica em uma redução de rigidez mais abrupta, intensificando os efeitos de instabilidades locais e globais em elementos estruturais sob ação de temperaturas elevadas.

Os aços dos perfis e das armaduras, segundo a mesma norma europeia, possuem o seguinte alongamento térmico, $(\Delta l/l)_a$:

$$(\Delta l/l)_a = \begin{cases} -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 & \text{se } 20^\circ \text{C} \leq \theta_a \leq 750^\circ \text{C} \\ 11 \times 10^{-3} & \text{se } 750^\circ \text{C} < \theta_a \leq 860^\circ \text{C} \\ -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta_a & \text{se } 860^\circ \text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ \text{C} \end{cases} \quad (2.14)$$

em que, θ_a é a temperatura do aço, seja ele do perfil ou das armaduras Δl é a variação do comprimento e l é o comprimento final do elemento aquecido. Ainda, para modelos simplificados, o EN 1994-1-2:2005 permite considerar uma relação linear entre o alongamento térmico e a temperatura do aço, da seguinte maneira:

$$(\Delta l / l)_a = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (2.15)$$

Os valores das propriedades térmicas com o aumento da temperatura de ambos os aços são iguais, segundo o EN 1994-1-2:2005. Sendo que para o calor específico do aço, c_a (em J/kg.K) e sua condutividade térmica, λ_a (em W/mK), as seguintes propriedades podem ser adotadas:

$$c_a = \begin{cases} 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 & \text{se } 20^\circ \text{C} \leq \theta_a \leq 600^\circ \text{C} \\ 666 - \frac{13002}{\theta_a - 738} & \text{se } 600^\circ \text{C} < \theta_a \leq 735^\circ \text{C} \\ 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} & \text{se } 735^\circ \text{C} < \theta_a \leq 900^\circ \text{C} \\ 650 & \text{se } 900^\circ \text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ \text{C} \end{cases} \quad (2.16)$$

$$\lambda_a = \begin{cases} 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a & \text{se } 20^\circ \text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ \text{C} \\ 27,3 & \text{se } 800^\circ \text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ \text{C} \end{cases} \quad (2.17)$$

Em modelos simplificados, a referência normativa europeia permite a consideração de valores médios para as propriedades térmicas do aço, de 600 J/kg.K e 45 W/mK, para o calor específico e para a condutividade térmica, respectivamente.

O EN 1994-1-2:2005 também fornece as variações das propriedades mecânicas e térmicas para concretos de densidade normal (NC), e de baixa densidade ou leves (LC). Na Tab. 3, a seguir, são apresentados os coeficientes de redução, $k_{c,\theta}$, da resistência do concreto à compressão (f_c) e os valores da deformação do concreto no ponto de tensão máxima para cada temperatura, $\varepsilon_{cu,\theta}$, para um concreto NC:

Tabela 2-3: Coeficientes de redução da resistência e deformações últimas do concreto NC em elevadas temperaturas.

Fonte: EN 1994-1-2:2005.

Temperatura do concreto (°C)	$k_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_c}$	$\varepsilon_{cu,\theta} \times 10^{-3}$
20	1,00	2,50
100	1,00	4,00
200	0,95	5,50
300	0,85	7,00
400	0,75	10,00
500	0,60	15,00
600	0,45	25,00
700	0,30	25,00
800	0,15	25,00
900	0,08	25,00
1000	0,04	25,00
1100	0,01	25,00
1200	0	-

Para o concreto tracionado, o EN 1994-1-2:2005 indica a não consideração de tal resistência em temperaturas elevadas, todavia, para fins de modelagem, o EN 1992-1-2:2004 considera uma degradação linear da resistência à tração do concreto entre 100°C e 600°C, sendo que, para temperaturas inferiores a 100°C e superiores a 600°C, a degradação e a resistência são consideradas nulas, respectivamente.

Segundo o EN 1994-1-2:2005, o alongamento térmico do concreto NC possui as seguintes relações com a temperatura no concreto, θ_c :

$$(\Delta l / l)_c = \begin{cases} -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 & \text{se } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \\ 14 \times 10^{-3} & \text{se } 700^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2.18)$$

Para modelos simplificados, a norma europeia prevê uma relação linear entre o alongamento térmico do concreto NC e de sua temperatura, como segue:

$$(\Delta l / l)_c = 18 \times 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (2.19)$$

Os valores da variação do calor específico do concreto, c_c (em J/kg.K), com o aumento de temperatura, para um concreto com densidade normal, são dados pela mesma norma europeia, da seguinte forma:

$$c_c = \begin{cases} 900 & \text{se } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100^\circ\text{C} \\ 1000 + (\theta_c - 100) & \text{se } 100^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C} \\ 1000 + \frac{(\theta_c - 200)}{2} & \text{se } 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \\ 1100 & \text{se } 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2.20)$$

Já para a condutividade térmica, λ_c (em W/mK), são estabelecidos os seguintes limites inferior e superior pela norma europeia, considerando uma variação de temperatura de 20 °C a 1200 °C:

$$\lambda_c = \begin{cases} 2 - 0,2451 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0107 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \rightarrow \text{limite superior} \\ 1,36 - 0,136 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \rightarrow \text{limite inferior} \end{cases} \quad (2.21)$$

Considerando-se modelos simplificados, a referência europeia traz valores médios para o calor específico e para condutividade térmica do concreto de 1000 J/kg.K e 1.60 W/mK.

Na Figura 2-8, a seguir, é apresentado um gráfico com os valores para os fatores de redução das resistências e dos módulos de elasticidade dos aços do perfil de das armaduras, $k_{ya,\theta}$, $k_{ys,\theta}$, $k_{Ea,\theta}$ e $k_{Es,\theta}$, respectivamente, e da resistência do concreto, $k_{c,\theta}$:

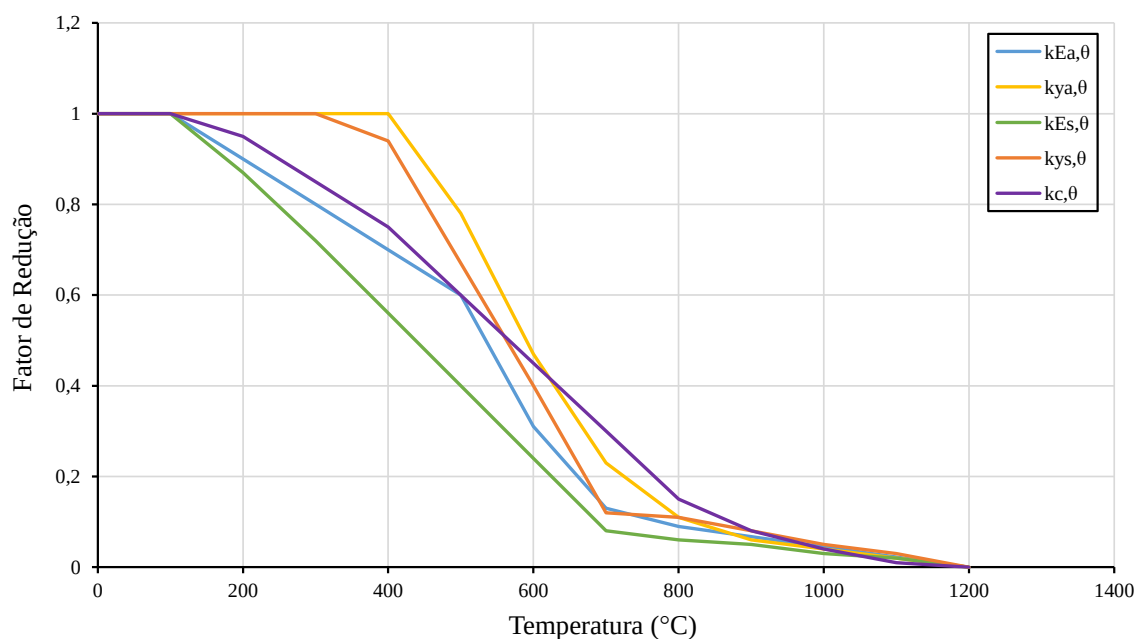


Figura 2-8: Fatores de redução normativos.

Pelas Tabs. 2-1 a 2-3 e pela Figura 2-8, é possível observar que os aços dos perfis, das armaduras e o concreto, têm suas resistências reduzidas por volta de 50% entre 450 °C e 600°C. Vale ressaltar que a condutividade térmica do concreto é significativamente menor que a do aço, ou seja, é necessário muito mais tempo de exposição ao fogo para que o concreto perca metade de sua resistência, quando comparado ao mesmo tempo necessário para o aço. Em outras palavras, o concreto se mostra um isolante térmico muito melhor que o aço e pode ser utilizado para esse fim em estruturas mistas.

2.4 Demais Prescrições Normativas Relevantes

Para uma análise no domínio do tempo de uma viga mista em situação de incêndio, é determinado um tempo mínimo durante o qual a estrutura deve atender às condições de segurança. A NBR 14432:2000 traz em seu corpo, valores tabelados do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), que dependem do tipo de ocupação da estrutura e de sua altura ou profundidade. Dessa forma, as vigas mistas devem, com ou sem a presença de proteções passivas, ser capazes de manter suas integridades durante o TRRF, para que, dentre outras finalidades, a estrutura possa ser evacuada com segurança e que danos não ocorram nas edificações vizinhas. Para isso, podem ser utilizados revestimentos à base de lã de rocha ou de vidro que encamisem a viga mista, argamassas projetadas à base de vermiculita ou cimento ou tintas intumescentes. A norma brasileira ainda exige que, para

vigas mistas, o perfil de aço tenha fator de massividade igual ou inferior a 350 m^{-1} , definido pela razão entre o perímetro do perfil exposto ao fogo e sua área aquecida.

Em uma análise no domínio da temperatura, uma viga mista é considerada segura quando sua máxima temperatura não atinge um determinado valor considerado crítico. Para isso, é necessário determinar a distribuição de temperaturas ao longo da altura da viga para cada incremento de tempo. O EN 1993-1-2:2005 fornece equações para tal determinação considerando ou não materiais de proteção passiva que envolvem o perfil de aço, no caso do perfil de aço desprotegido, tem-se que o incremento de temperatura, ΔT (K ou °C), para cada incremento de tempo, Δt , é dado pela seguinte equação:

$$\Delta T = k_{sh} \frac{\mu}{\rho_a c_a} \left[h_c (T_a - \theta_a) + \sigma \varepsilon (T_a^4 - \theta_a^4) \right] \Delta t \quad (2.22)$$

na qual, μ é o fator de massividade do perfil de aço, ρ_a e c_a são a densidade (kg/m^3) e o calor específico (J/kgK) do aço, h_c é o coeficiente de convecção ($\text{W/m}^2\text{K}$), σ é a constante de Stefan-Boltzmann ($56,7 \times 10^{-12} \text{ kW/m}^2\text{K}^4$), ε é a emissividade resultante dada pela multiplicação da emissividade do fogo pela emissividade do aço, tomadas simplifadamente, com valores de 1 e 0,7, T_a e θ_a são as temperaturas do ambiente sob incêndio e do perfil de aço e, k_{sh} é um fator de correção que leva em consideração o efeito de “sombra”, visto que a perfil de aço pode não ser aquecido através de todas as suas faces. O EN 1993-1-2:2005 recomenda os seguintes valores para o coeficiente de convecção: $25 \text{ W/m}^2\text{K}$ para incêndios com combustíveis celulósicos, $50 \text{ W/m}^2\text{K}$ para incêndios com hidrocarbonetos e $35 \text{ W/m}^2\text{K}$ para incêndios paramétricos. A temperatura do perfil de aço para o primeiro passo de cálculo pode ser assumida como a temperatura ambiente antes do aquecimento e, seu valor é atualizado, a cada passo, somando o valor obtido para ΔT no passo anterior. Vale ressaltar que tal procedimento descrito é mais coerente para vigas puramente de aço, mas gera resultados conservadores para vigas mistas, já que não considera a influência isolante da laje de concreto.

A temperatura na laje de concreto pode ser determinada pelas prescrições da NBR 14323:2013 e do EN 1994-1-2:2005, através de tabelas (Tabela A.1 e Tabela D.5 para as normas brasileira e europeia, respectivamente) que relacionam a temperatura da laje para cada fatia (até 14 fatias) de altura a partir da face inferior da mesma, considerando o

tempo decorrido do incêndio padrão da ISO 834-1:1999. A tabela contida na NBR 14323:2013 é reproduzida, com modificações e apresentada pela Figura 2-9, a seguir.

Fatia j	Altura y (mm)	Temperatura θ_c [°C] após um tempo de duração do incêndio, em minutos, de			
		30	60	90	120
1	≤ 5	535	705	754	-
2	5 a 10	470	642	738	754
3	10 a 15	415	581	681	754
4	15 a 20	350	525	627	697
5	20 a 25	300	469	571	642
6	25 a 30	250	421	519	591
7	30 a 35	210	374	473	542
8	35 a 40	180	327	428	493
9	40 a 45	160	289	387	454
10	45 a 50	140	250	345	415
11	50 a 55	125	200	294	369
12	55 a 60	110	175	271	342
13	60 a 80	80	140	220	270
14	≥ 80	60	100	160	210

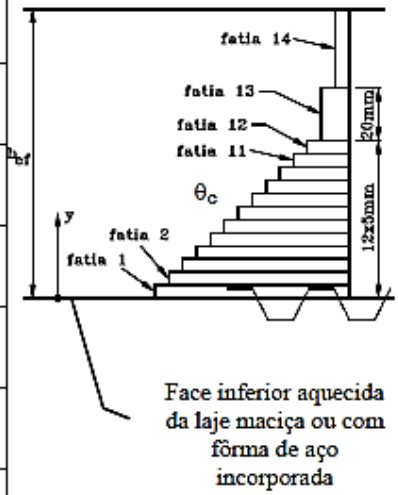


Figura 2-9: Tabela para a determinação da temperatura ao longo da altura da laje de concreto.

Fonte: Adaptado pelo Autor (2022) da NBR 14323:2013.

Por fim, a NBR 14323:2013 e o EN 1994-1-2:2005 também trazem um método simplificado de dimensionamento de elementos mistos fletidos em temperatura elevada. Tal método consiste na consideração dos fatores de redução de resistência e rigidez (já apresentados) e dos coeficientes de correção κ_1 e κ_2 , que captam a influência da não uniformidade da distribuição da temperatura ao longo da seção transversal e ao longo do comprimento da viga, respectivamente, e possuem valores iguais ou superiores a 1. Tais coeficientes são aplicados, então, ao cálculo das resistências em temperatura ambiente, segundo a NBR 8800:2008. Ainda, tais normas mencionam a utilização de modelos avançados de dimensionamento, que consideram a não uniformidade das distribuições de temperatura e da variação de rigidez da viga mista ao longo de seu comprimento (dentre outros fatores), mas tal procedimento é extremamente elaborado, de forma que programas computacionais que utilizam elementos finitos geralmente são utilizados nesse tipo de análise.

2.5 Considerações sobre Vigas Mistas Contínuas em Temperaturas Elevadas

Quando uma viga mista é submetida a um incêndio, o perfil de aço e a laje de concreto têm suas temperaturas aumentadas pelos fenômenos de convecção ou radiação. Já as armaduras e os conectores de cisalhamento se aquecem indiretamente pelo fenômeno da condução a partir do aquecimento inicial do perfil e da laje.

Em situação de incêndio, uma viga mista se aquece mais rapidamente no centro do seu vão, uma vez que, próximo aos apoios existe uma concentração maior de massa, causando uma retardação no aquecimento dessas regiões, o que pode ser benéfico para o impedimento à ocorrência da FLD em regiões de concreto tracionado. É perceptível que a mesa inferior e a parte inferior da alma do perfil se aquecem mais rapidamente que a mesa superior e a parte superior da alma mais próxima à laje. Tal fato ocorre devido a maior distância dos elementos inferiores à laje de concreto, a qual também tem função isolante térmica. Comparando-se a mesa inferior e a porção inferior da alma do perfil, percebe-se que essa última se aquece de maneira mais rápida devido a sua maior esbeltez.

Além disso, o aquecimento mais acentuado das partes inferiores da seção transversal mista implica em uma curvatura para baixo e, caso os apoios apresentem alguma restrição à rotação, ocorrerá um aumento nos momentos fletores negativos solicitantes nos apoios (consequentemente, os níveis de tensões de compressão elevam-se no perfil de aço). Ainda, são gerados esforços de compressão na viga, devidos à restrição ao alongamento térmico longitudinal da viga mista, caso ocorra (também gerando tensões de compressão). Tais tensões de compressão, quando acentuadas, podem gerar instabilidades locais no perfil de aço nas regiões próximas aos apoios, que resultam em uma redução da rigidez axial da viga e no aumento de sua flecha, culminando em um deslocamento longitudinal de encurtamento do comprimento da viga. Quando tal encurtamento se torna maior que o alongamento térmico, surge um esforço de tração na viga, que passa a resistir os esforços solicitantes, com um efeito de catenária, mesmo com sua capacidade resistente à flexão comprometida. Vale ainda ressaltar que, nos estágios iniciais de um incêndio, os deslocamentos verticais da viga mista são majoritariamente devidos ao gradiente de temperatura entre as faces da viga e, ao passo que a temperatura se eleva, as deformações

mecânicas, acentuadas pela degradação das propriedades dos materiais, tornam-se mais significativas.

Em vigas contínuas existe sempre mais de um tramo separado por apoios e em uma situação real, tais tramos podem estar compartimentados em diferentes cômodos da edificação. Em um incêndio real, pode haver muitas possibilidades diferentes de aquecimento da viga, visto que um tramo pode ser aquecido, ao passo que o tramo vizinho, não. Tais diferentes configurações de aquecimento alteram significativamente o comportamento estrutural da viga contínua e devem ser analisadas com muita atenção na fase de projeto. Não existem, ainda, estudos que tratam da compartimentação de vigas mistas contínuas em situação de incêndio, dessa forma, existe uma necessidade do desenvolvimento de pesquisas nesse âmbito.

Em relação à conexão de cisalhamento de vigas mistas em geral, Mirza e Uy (2009) observaram que a redução da resistência dos conectores de cisalhamento devido ao aumento de temperatura é quase exclusivamente dependente do tempo de um incêndio padrão e propuseram curvas que relacionam a perda de capacidade resistente da conexão em elevadas temperaturas com o tempo de um incêndio padrão. Chen *et al.* (2015) também estudaram o comportamento da conexão de cisalhamento em temperaturas elevadas e segundo os autores, deve haver uma distinção no tratamento de conexões em lajes do tipo *steel-deck* e em lajes maciças, pois seus comportamentos diferem significativamente. Segundo o mesmo estudo, baseado em ensaios *push-out* e em modelos numéricos, as prescrições do EN 1994-1-2:2005 são conservadoras e, dessa forma, foi proposto um novo equacionamento da resistência da conexão em temperaturas elevadas. Segundo Kuppia e Zhao (1995), a resistência ao fogo de uma seção mista é uma função da quantidade de proteção passiva e da temperatura crítica na seção, que por sua vez, é função do aproveitamento da sua resistência última à flexão. Ainda segundo Zhao e Kruppa (1997), pra vigas mistas desprotegidas (biapoiadas e contínuas) e com interação total, a falha dos conectores de cisalhamento, geralmente, não é crítica.

Ainda hoje, poucos trabalhos investigaram o comportamento de vigas mistas submetidas a momentos fletores negativos em incêndio. O estudo de Zhao e Kruppa (1997) é o mais relevante nesse âmbito e nele foram realizados ensaios experimentais com vigas mistas

em balanço e contínuas. Uma das configurações dos ensaios de vigas mistas em balanço utilizada é apresentada na Figura 2-10:

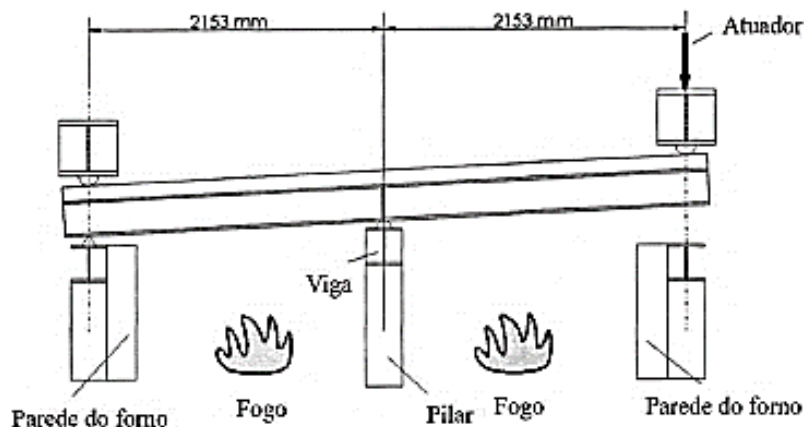


Figura 2-10: Ensaios realizados por Zhao e Kruppa (1997).

Fonte: Adaptado por Dias (2021) de Zhao e Kruppa (1997).

Nos ensaios com vigas mistas em balanço, Zhao e Kruppa (1997) verificaram que com o progresso do incêndio simulado, menor era a força necessária para aumentar o deslocamento do atuador, ou seja, a capacidade resistente da viga foi diminuindo com o aumento da temperatura. Além disso, os autores constataram os fenômenos da FLA e FLM próximos ao apoio central e, em nenhum ensaio houve falha dos conectores de cisalhamento. Já nos ensaios com vigas mistas contínuas com comprimento de 9 m com dois vãos de 4,5 m, foram aplicadas cargas em oito pontos diferentes por meio de atuadores hidráulicos. Os autores, nesse caso, variaram o valor do carregamento, o tipo de laje, o tipo de conector de cisalhamento e o grau de interação da viga mista, mantendo sempre o uso do perfil IPE240 compacto. Foi observado pelos autores que, embora o perfil utilizado fosse de classe 1, ainda assim ocorreram instabilidades locais próximas ao apoio central e, em nenhum desses ensaios houve FLD, devido à rigidez suficiente das almas dos perfis.

Partindo dos resultados descritos acima, Zhao e Aribert (2000) propuseram um procedimento para o cálculo do momento fletor resistente em vigas mistas contínuas em situação de incêndio utilizando a teoria plástica, dependente da classificação de esbeltez dos elementos da seção transversal segundo o EN 1993-1-1:2005. Segundo os autores, é necessário observar que a seção crítica nem sempre se encontra exatamente em cima do apoio, mesmo possuindo um momento fletor negativo mais elevado, mas em alguma

seção próxima. Tal observação se deve ao fato de que há uma concentração maior de massa nos apoios, de forma a retardar o aquecimento dessa região. Nesse estudo, os autores consideraram a possibilidade de redistribuir os momentos fletores negativos em seções de classe 1. Por fim, tais autores concluíram que o procedimento proposto foi satisfatório na previsão da resistência global de vigas mistas contínuas e na previsão de falhas locais próximas aos apoios intermediários.

Dharma e Tan (2008) estudaram o deslocamento da linha neutra em vigas mistas contínuas devido à elevação da temperatura, além de terem constatado que o aquecimento da armadura da laje é muito pequeno e sua contribuição resistente é praticamente inalterada, sendo o aquecimento do perfil muito mais importante e decisivo para o comportamento do elemento estrutural. Dentro dos resultados desse estudo, é plausível dizer que uma das condições de falha do modelo experimental pode ter sido a FLD, mas falta uma confirmação mais precisa por parte dos autores.

Recentemente, Dias (2021) realizou uma série de ensaios com quatro vigas mistas submetidas a um momento negativo uniforme, através da colocação de cargas penduradas em suas extremidades, com dois apoios internos e sob situação de incêndio. O autor variou o carregamento aplicado e a taxa de armadura da laje maciça de concreto, nas quais foram utilizadas conectores tipo *stud-bolt*. Os resultados da bateria de ensaios foram utilizados para a validação de um estudo numérico paramétrico considerando modelos simplificados e modelos completos, com a elevação da temperatura descrita pelo incêndio padrão da ISO 834-1:1999. Dessa forma, o autor propôs um novo procedimento de cálculo da resistência ao momento fletor negativo de vigas mistas contínuas em situação de incêndio, que é apresentado no

Anexo A. Tal estudo aponta que nos modelos em escala real, os fenômenos da FLD e de flambagens locais ocorreram simultaneamente e que as referências normativas brasileira e europeia devem ser revisadas nesse ponto. A configuração dos ensaios realizados por Dias (2021) é apresentada na Figura 2-11, a seguir:

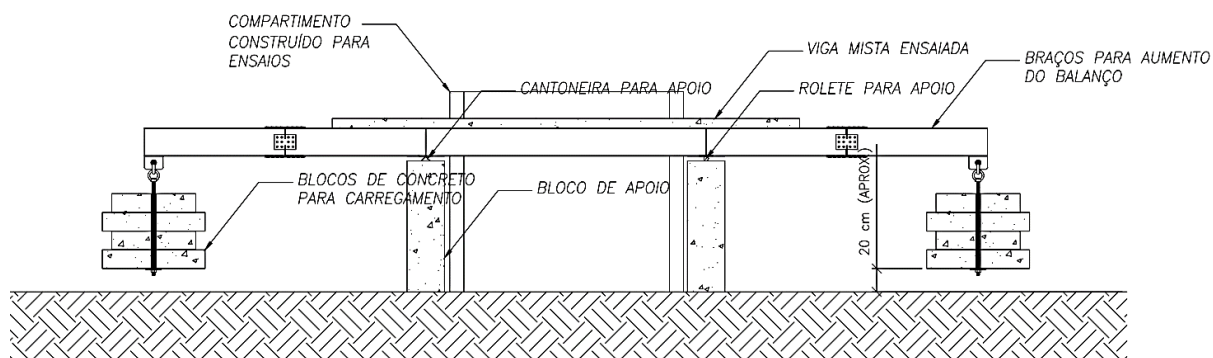


Figura 2-11: Ensaios realizados por Dias (2021).

Fonte: Dias (2021).

Esse é o último relato de estudo no tema de vigas mistas contínuas submetidas a elevadas temperaturas. Todavia, ainda existem muitos outros pontos a serem considerados, como a influência da compartimentação da viga contínua e a consideração de curvas parametrizadas de elevação da temperatura em modelos numéricos, como a fornecida pelo EN 1991-1-2:2002 e que tendem a uma melhor representação de um incêndio real.

3

METODOLOGIA

3.1 Considerações sobre o Modelo Numérico Utilizado

3.1.1 Considerações Iniciais

Para a realização de uma análise estrutural em temperatura elevada, é possível a utilização de dois procedimentos diferentes. Pode-se manter a temperatura do modelo constante e realizar incrementos de carga ou mantém-se o nível de carregamento constante e incrementos de temperatura são realizados até que se observe a falha do modelo. No segundo tipo de análise, também chamada de transiente, geralmente, a elevação de temperatura segue uma curva pré-determinada variando com o tempo e as propriedades dos materiais em cada incremento de temperatura devem ser atualizadas. Os estudos realizados no âmbito desse trabalho foram desenvolvidos a partir de adaptações implementadas no modelo numérico desenvolvido e validado por Dias (2021), a partir do *software* comercial ANSYS Mechanical APDL v. 2019 R3 (ANSYS, 2019). Diferentes curvas de elevação de temperatura foram adicionadas ao modelo original. Foram criados trechos com diferentes distribuições de armadura, dimensionadas para os momentos negativo e positivo, em suas respectivas regiões. Ainda, superfícies mantidas em temperatura ambiente foram adicionadas para simular um aquecimento apenas a partir da face inferior da viga, bem como para simular a compartimentação das vigas em um de seus vãos.

O modelo empregado no desenvolvimento do presente trabalho pode ser utilizado para vigas mistas biapoiadas ou contínuas, sendo possível a inserção de apoios de 1º e 2º gênero em quaisquer posição e quantidade ao longo do comprimento da viga, os quais podem ou não possuir enrijecedores de alma. Além disso, carregamentos pontuais e linearmente distribuídos podem ser aplicados ao modelo e é possível a simulação da simetria da laje em ambos os lados da seção transversal, para que o mecanismo U invertido seja considerado.

Diferentes elementos componentes da viga mista foram considerados: o perfil de aço e seus enrijecedores de alma, a laje maciça de concreto e suas armaduras longitudinais e

transversais, a conexão de cisalhamento com *stud-bolts* e o contato entre a laje e o perfil. Ainda, foram definidas as geometrias e disposições de cada elemento citado, as propriedades mecânicas e térmicas dos materiais para várias temperaturas foram estipuladas e a curva que relaciona a elevação da temperatura com o tempo também foi definida.

Dessa forma, o modelo realiza uma série de análises, térmicas e estruturais, lineares e não-lineares, de forma a atingir a maior proximidade possível em relação à estrutura real e, tais procedimentos serão expostos a seguir mais detalhadamente.

3.1.2 Procedimentos das Análises

Inicialmente, o processo se iniciou pela construção da geometria do modelo, a partir da definição das dimensões do perfil de aço (altura, largura e espessuras das mesas e da alma), da laje de concreto (espessura, largura e condições de simetria), das armaduras da laje (comprimentos, espaçamentos e diâmetros) e dos *stud-bolts* (comprimentos e diâmetros), bem como o comprimento total da viga, a posição e o tipo dos apoios, a colocação ou não de enrijecedores de alma nos apoios e os dados dos carregamentos, foram determinados. A simetria da laje foi considerada para a simulação do modelo através do mecanismo U invertido. Na união do perfil de aço com a laje de concreto, foram gerados acoplamentos de deslocamentos nos nós comuns entre tais elementos. As condições de contorno, de carregamento e de simetria são apresentadas a seguir:

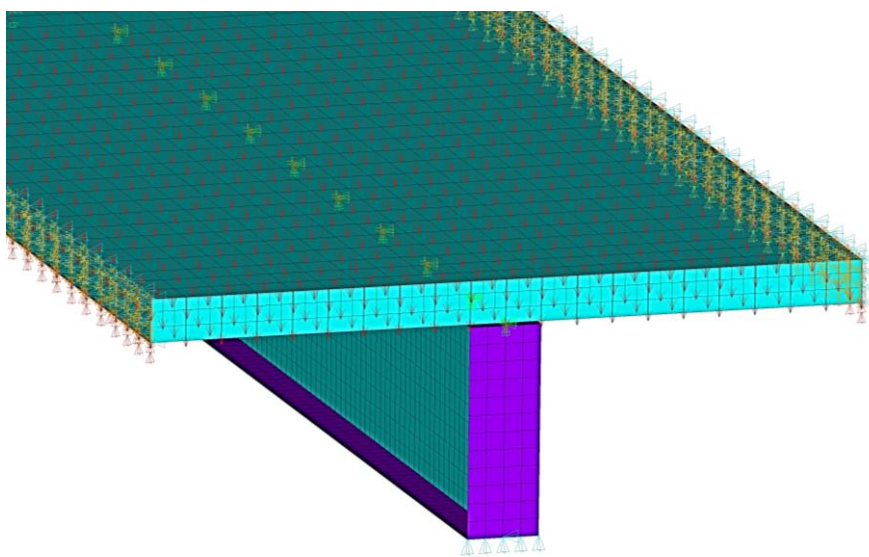


Figura 3-1: Condições de contorno, de carregamento e de simetria dos modelos.

Em seguida, as propriedades mecânicas e térmicas para cada material em certas temperaturas foram determinadas e a curva de elevação de temperatura foi inserida como uma função dentro do programa. Após isso, foram geradas as malhas para cada componente do modelo, a partir de uma dimensão de referência dos elementos finitos, tomada como $b_f / 4$, sendo b_f a largura da mesa do perfil de aço. Nas direções longitudinal e transversal da laje, a dimensão máxima de cada elemento finito foi triplicada e dobrada, respectivamente, em relação à dimensão de referência. Na direção da altura da laje, para os perfis de aço e para as armaduras, a dimensão máxima foi tomada como a de referência e, para os conectores, a malha foi desenvolvida a partir da malha da laje, como já definido. Tais valores foram adotados a partir dos resultados de um estudo de sensibilidade de malha desenvolvido por Dias (2021), que observou variações inferiores a 1% nos valores dos momentos críticos das vigas para malhas mais refinadas. O resultado da malha proposta para os modelos é apresentado a seguir:

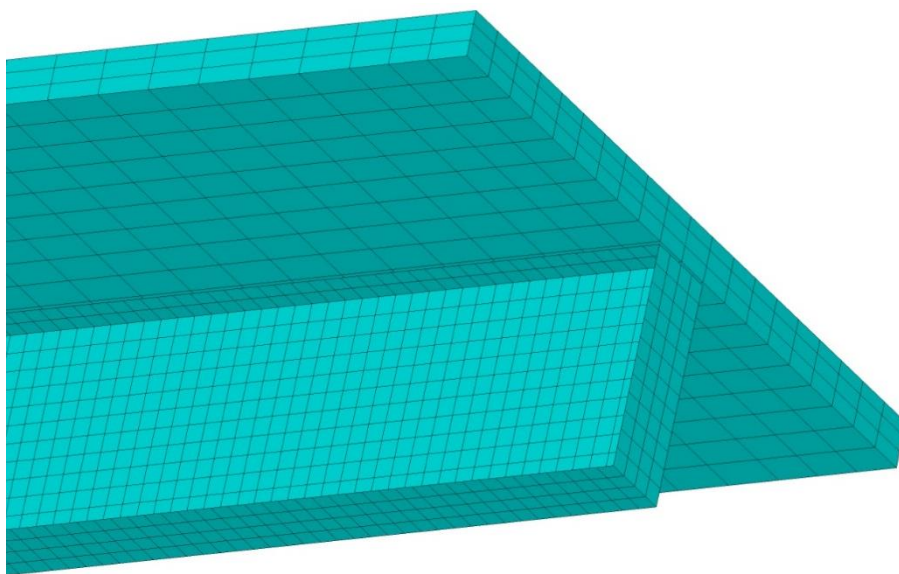


Figura 3-2: Malha de elementos finitos dos modelos.

Então, foi realizada uma análise térmica transiente sem carregamentos mecânicos de forma que um campo de temperatura foi estabelecido, responsável pela alteração das propriedades dos materiais e pela consideração de deformações térmicas no modelo, a partir dos alongamentos térmicos estipulados.

Posteriormente, os tipos de elementos, que foram inicialmente estipulados para a análise térmica inicial, foram substituídos por elementos estruturais, para que uma análise

estrutural linear inicial fosse realizada. Em outras palavras, os graus de liberdade dos elementos se alteram de temperaturas para deslocamentos e a análise linear tem como objetivo estabelecer e armazenar a matriz de rigidez do modelo. Em seguida, uma análise de flambagem foi realizada, de modo a se resolver um problema de autovalor (cargas críticas) e autovetor (modos de flambagem) e, os deslocamentos do primeiro modo de flambagem foram utilizados, posteriormente, para a inserção de imperfeições no modelo (imperfeições da ordem de um milésimo do comprimento de uma semionda do primeiro modo de flambagem), já que fenômenos de instabilidade governam o comportamento estrutural do elemento. A carga crítica de flambagem correspondente ao primeiro modo de flambagem foi armazenada para ser aplicada no modelo com imperfeições, subsequentemente.

Com a configuração considerando as imperfeições geométricas, foi realizada uma análise não linear em temperatura ambiente com a aplicação do carregamento mecânico, a fim de se determinar os momentos resistentes máximos negativo e positivo da viga mista em temperatura ambiente, M_{rk}^- e M_{rk}^+ , medidos no apoio central e no centro do vão das vigas, respectivamente. O carregamento correspondente ao pico de momento fletor negativo (ocorre no momento de formação da 1ª rótula plástica no apoio central) foi chamado de q_{rk} e foi utilizado como referência para a aplicação do carregamento em temperatura elevada, q_{fi} . As imperfeições aplicadas ao modelo foram estipuladas como sendo um milésimo do comprimento de semionda relativo ao primeiro modo de flambagem obtido. Nesta análise, foi estipulado que a carga final fosse dividida em 100 passos.

Assim, de posse do momento resistente considerando as não linearidades mencionadas, uma parcela do carregamento que provoca o surgimento da primeira rótula plástica no apoio central, em temperatura ambiente, foi aplicada ao modelo para a análise transiente final. Dessa forma, tal análise se baseia na convergência entre os passos de tempo estipulados, sendo que, não ocorrendo a convergência, o procedimento é finalizado e a temperatura em que ocorre a falha, bem como os momentos resistentes negativo e positivo da viga em temperatura elevada, M_{fi}^- e M_{fi}^+ , respectivamente, são obtidos. Na análise em temperatura elevada, optou-se em utilizar uma função do *software* que realiza um reajuste no tamanho do passo de carga, para cada iteração. Um esquema do procedimento empregado nas análises é apresentado na Figura 3-3, a seguir:

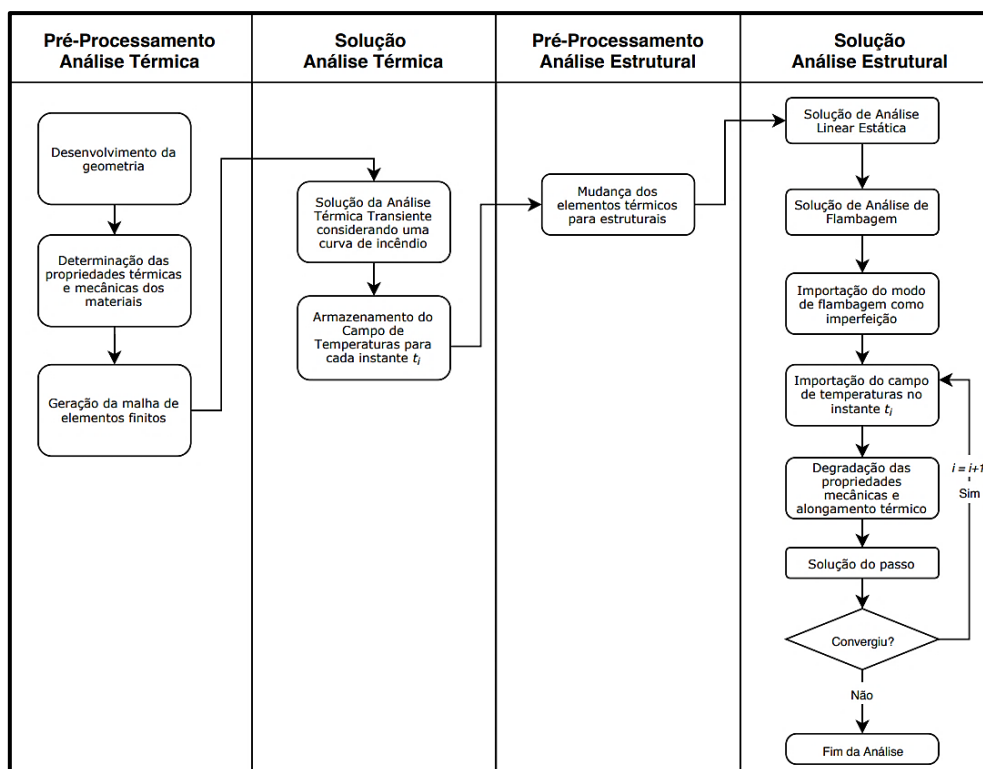


Figura 3-3: Fluxograma dos procedimentos das análises empregadas.
Fonte: Dias (2021).

3.1.3 Parâmetros da Análise Térmica

Inicialmente, apresentam-se os elementos utilizados na análise térmica de acordo com a nomenclatura do *software* utilizado:

- SOLID70: elementos sólido com oito nós e apenas a temperatura como grau de liberdade em cada nó - laje de concreto.
- SHELL131: elemento de placa/casca em camadas com quatro nós e com até oito graus de liberdade de temperatura por nó - perfil de aço e enrijecedores.
- LINK33: elemento uniaxial com dois nós e um grau de liberdade de temperatura por nós - conectores *stud-bolts*.
- SURF152: fluxos de calor de radiação e convecção.
- CONTA173 e TARGE170: contato entre laje e perfil.

Vale ressaltar que quaisquer influências oferecidas pelas armaduras da laje foram ignoradas na análise térmica e que sua temperatura, posteriormente, foi obtida a partir da temperatura da laje de concreto. Ainda, os elementos SURF152 foram utilizados para

introduzir o aumento da temperatura nas faces expostas ao calor e o resfriamento das faces isoladas.

Foram adotadas as prescrições para as propriedades térmicas dos materiais de acordo com o EN 1994-1-2:2005 e conforme recomenda o EN 1991-1-2:2002, para incêndios paramétricos, o coeficiente de convecção foi tomado como $35 \text{ W/m}^2\text{K}$ e as emissividades do fogo e do aço/concreto foram tomadas, respectivamente, como 1 e 0,7, o que leva a uma emissividade resultante de 0,7. Nas faces não expostas ao fogo, um coeficiente de convecção de $12,834 \text{ W/m}^2\text{K}$ foi assumido, baseando-se nas prescrições de Incropera (1992). A curva de elevação da temperatura foi tomada como o trecho ascendente proposto pelo EN 1991-1-2:2002, variando o valor do parâmetro adimensional Γ , como será descrito posteriormente. A duração do incêndio simulado foi considerada, inicialmente como de 20 minutos (1200 segundos) e os incrementos de tempo foram de 15 segundos. O tempo de duração do incêndio foi aumentado de forma a captar o momento de colapso nos casos em que não se observava a não convergência do modelo dentro dos 1200 segundos.

Para a consideração da variação da compartimentação das vigas mistas contínuas dentro do modelo numérico utilizado, foram inseridas regiões de aquecimento e arrefecimento através de elementos finitos do tipo SURF152, ao passo que, para a variação da curva de elevação da temperatura, uma função foi criada com as expressões contidas no EN 1991-1-2:2002, sendo o parâmetro adimensional, o incremento de tempo e a duração do incêndio os parâmetros de entrada. Tal função calcula a temperatura para cada instante de tempo, armazenando os valores em uma tabela, que foi utilizada, posteriormente, para a consideração da degradação das propriedades mecânicas nos materiais.

3.1.4 Parâmetros da Análise Estrutural

No caso das análises estruturais realizadas, os seguintes elementos contidos na biblioteca do ANSYS Mechanical APDL v. 2019 R3 (ANSYS, 2019) foram utilizados:

- SOLID185: sólido com oito nós e três graus de liberdade por nó (deslocamentos nas três direções) - laje de concreto.

- SHELL181: elemento de placa/casca com quatro nós e seis graus de liberdade em cada nó, correspondentes às rotações e deslocamentos nas três direções - perfil de aço e enrijecedores.
- BEAM188: elemento de barra com dois nós e seis graus de liberdade por nó correspondentes aos deslocamentos e rotações nas três direções, que considera as deformações de cisalhamento - conectores *stud-bolt*.
- REINF264: permite a modelagem discreta de cada barra de aço, apenas com rigidez uniaxial, sendo sua malha gerada separadamente da malha da laje - armaduras da laje de concreto.
- CONTA173 e TARGE170: contato entre laje e perfil.

Vale ressaltar que, para os elementos de armaduras (REINF264), o *software* utilizado contabiliza as contribuições de rigidez axial oriundas da armação na matriz de rigidez da laje, considerando que existe uma aderência perfeita entre aço e concreto. Os elementos de contato entre laje e perfil (CONTA173 e TARGE170) delimitam as regiões nas quais existe tal contato, desprezando-se o atrito e considerando parâmetros de rigidez padronizados pelo *software*.

O modelo estrutural adotado para a descrição do aço dos perfis, dos enrijecedores, dos conectores e das armaduras das lajes considera a plasticidade do material, com um encruamento isotrópico e baseado no critério de falha de von Mises. A resistência ao escoamento do aço dos perfis, dos conectores e dos enrijecedores foi adotada como 345 MPa (aço ASTM A 572 Grau 50) e das armaduras como 500 MPa (aço CA-50).

Já para o concreto, um modelo baseado no critério de falha de Drucker-Prager foi utilizado, com diferentes comportamentos para compressão e tração, mas em ambos os casos, um *softening* exponencial é utilizado. Em compressão, a curva tensão-deformação é subdividida em 4 regiões: um trecho linear com módulo de elasticidade inicial do concreto que se estende até uma tensão (σ_p) correspondente a 33% da resistência à compressão do concreto, f_c , no segundo trecho, as tensões são funções da raiz quadrada das deformações, até que se atinja o valor de f_c (correspondente à deformação ε_1 , a ser definida), em seguida, existe um trecho de decaimento inicial das tensões até um ponto de transição (ε_2 e σ_{tr}), e em seguida do mesmo, ocorre o *softening* exponencial até uma tensão residual do concreto mínima (σ_r), considerada como 20% de f_c .

Para o concreto tracionado, considera-se um comportamento linear-elástico até que se atinja o valor de sua resistência à tração, f_t (correspondente à deformação ε_t), e após isso, ocorre o *softening* exponencial, com área inferior à curva correspondente à energia de fratura do concreto à tração (G_f). Ainda, para fins de convergência, Dias (2021) utilizou a consideração da retenção da capacidade resistente do concreto à tração, ou seja, o trecho de *softening* tende a uma assíntota em relação a uma tensão constante de 10% de f_t .

Os modelos constitutivos adotados para o concreto comprimido e tracionado são apresentação a seguir:

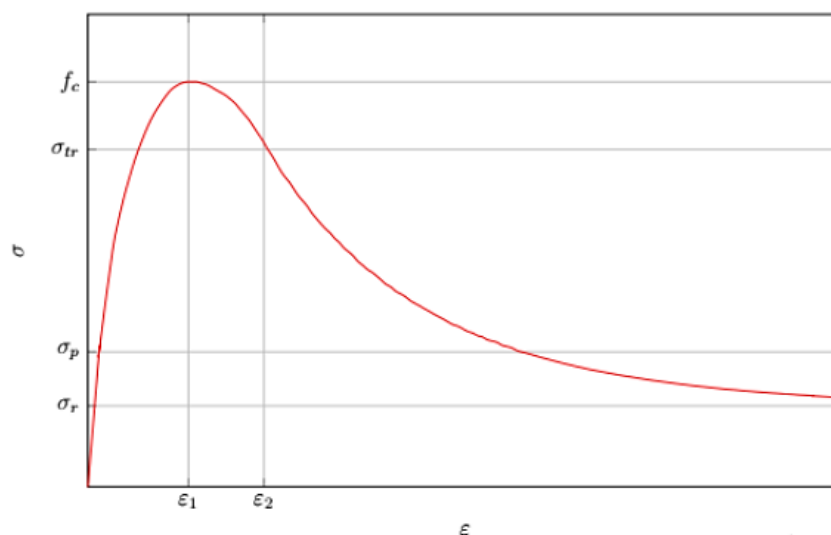


Figura 3-4: Modelo constitutivo do concreto sob compressão.
Fonte: Dias (2021).

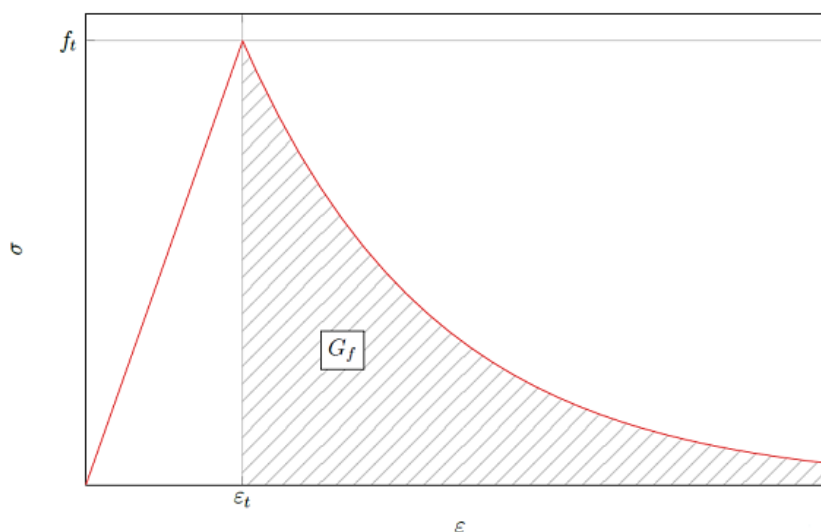


Figura 3-5: Modelo constitutivo do concreto sob tração.
Fonte: Dias (2021).

A resistência característica do concreto à compressão foi mantida constante e sempre adotada como 30 MPa (concreto C30) e o cobrimento das lajes foi considerado como 2,5 cm.

3.2 Validação do Modelo Numérico

A partir dos resultados dos ensaios propostos por Dias (2021), o modelo numérico apresentado na Seção 3.1 do presente trabalho foi validado pelo mesmo autor. A validação completa, que engloba comparações de elevação de temperatura, de esforços internos e de deslocamentos, bem como os detalhes dos ensaios em escala real podem ser encontrados em Dias (2021). Neste trabalho, para fins de simplificação, apenas as comparações de deslocamentos verticais entre os modelos em escala real e os modelos numéricos serão apresentadas. Como já mencionado anteriormente, Dias (2021) realizou quatro ensaios em vigas mistas submetidas a um momento fletor negativo constante e em situação de incêndio. Nos ensaios, foram analisadas as temperaturas em vários pontos do perfil de aço e da laje maciça de concreto através de termopares, bem como os deslocamentos transversais e verticais da viga foram medidos por transdutores de deslocamentos. Os deslocamentos verticais comparados foram medidos nos modelos em escala real a uma distância de 130 cm para a viga V1 e de 55 cm para as demais vigas (V2, V3 e V4), externamente, em relação aos apoios. A configuração dos ensaios e a posição da instrumentação das vigas são apresentadas na Figura 3-6, a seguir.

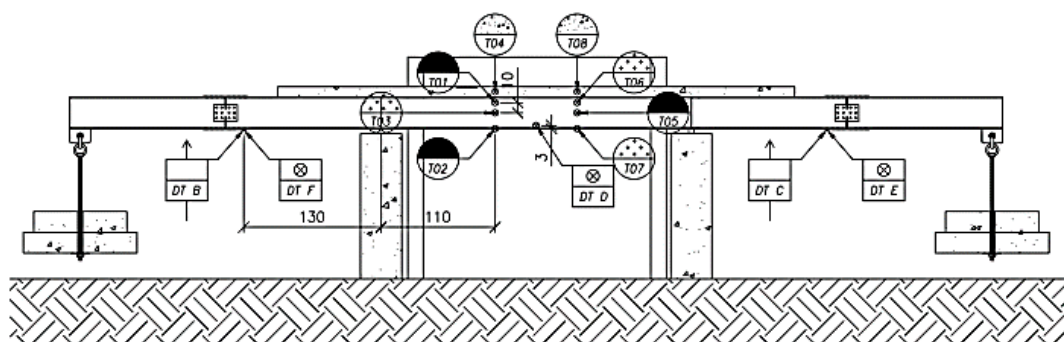


Figura 3-6: Instrumentação para a viga V1.
Fonte: Dias (2021).

É possível observar, pela Figura 3-6, a posição dos transdutores verticais (DT B e DT C), a partir dos apoios. Os deslocamentos verticais medidos por cada transdutor, U_{YB} e U_{YC} ,

ao longo do tempo de incêndio, foram comparados com os deslocamentos dos modelos numéricos, *UY*, e são apresentados, para cada uma das quatro vigas, como segue.

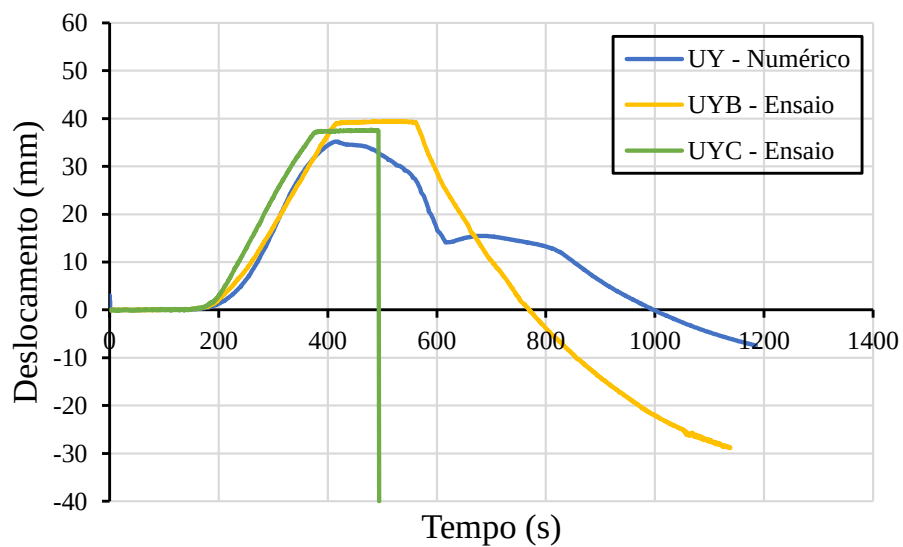


Figura 3-7: Comparação dos deslocamentos verticais para a viga V1.

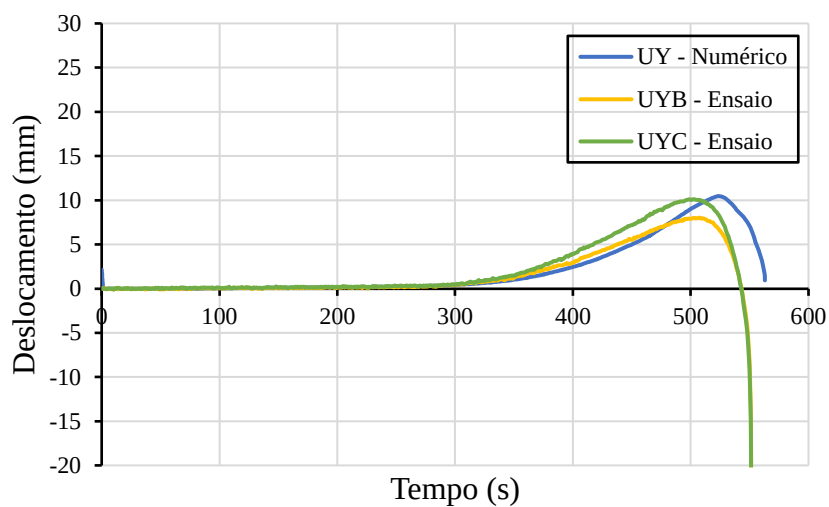


Figura 3-8: Comparação dos deslocamentos verticais para a viga V2

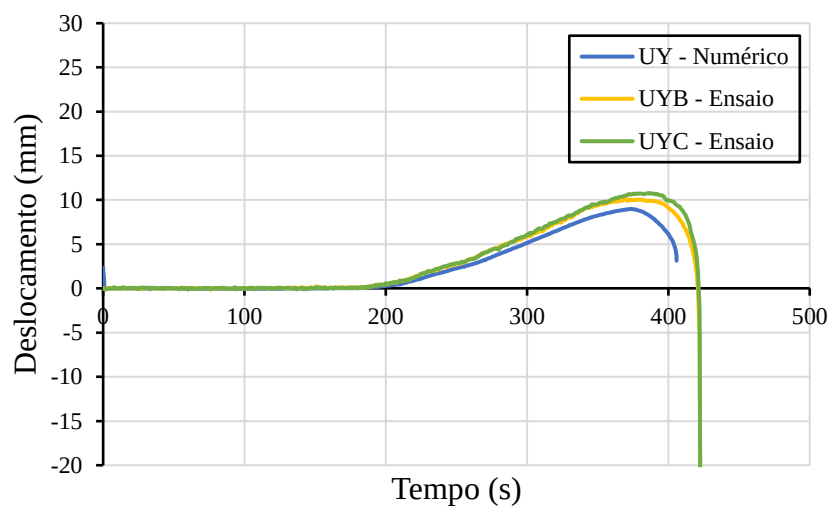


Figura 3-9: Comparação dos deslocamentos verticais para a viga V3.

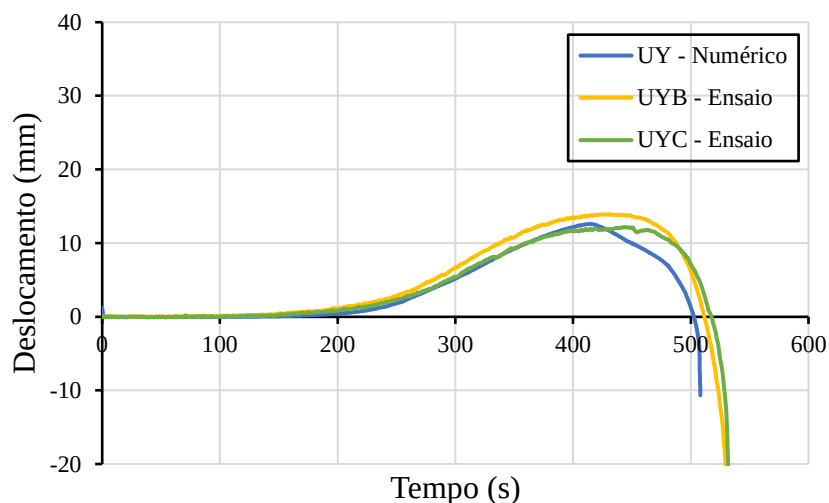


Figura 3-10: Comparação dos deslocamentos verticais para a viga V4.

Pela observação das Figuras 3-7 a 3-10, é possível notar que os modelos numéricos apresentaram comportamento muito similar ao observado nos ensaios em escala real. Tal similaridade é mais evidente nas vigas V2, V3 e V4, nas quais pode-se notar a interrupção da curva de deslocamentos numéricos em valores relativamente pequenos, o que é explicado pelo fato de que, em temperaturas elevadas, observa-se uma grande variação dos deslocamentos para uma pequena variação de tempo, impedindo o modelo de obter convergência. Não obstante, esta grande elevação dos deslocamentos é um indicativo de que a viga não tem mais capacidade de suportar carga, indicando seu colapso da mesma maneira que nos ensaios. A viga V1 apresentou um aumento dos deslocamentos a partir da temperatura de 600 °C, o que não foi observado no ensaio em escala real. Tal fato pode ser explicado pela recuperação da resistência do concreto no modelo numérico, visto que

depois de 600 °C, a curva de elevação de temperatura tem seu trecho de decaimento. A recuperação da resistência do concreto não ocorre nos modelos em escala real, principalmente, pelo efeito de *spalling* do concreto, que foi observado durante os ensaios. Assim, vale a pena ressaltar que o modelo numérico proposto não representa de forma eficiente os efeitos do decaimento da temperatura.

Dessa forma, a partir dos resultados apresentados e de outras comparações realizadas, foi possível concluir que o modelo numérico foi validado, de tal forma que se tornou possível a execução de um estudo paramétrico para outras configurações de vigas mistas contínuas, com diferentes propriedades geométricas e com outras curvas de elevação de temperatura.

3.3 Estudo Paramétrico Proposto

O estudo paramétrico realizado baseia-se na variação das propriedades geométricas do perfil de aço e da laje de concreto, do vão da viga (L), do nível de carregamento (q_{fi} / q_{rk}), da curva de elevação de temperatura (CET), utilizando o incêndio padrão da ISO 834-1:1999 e as curvas paramétricas do EN 1991-1-2:2002 (variando o parâmetro adimensional Γ), e da compartimentação das vigas, que possuem dois vãos e, conseqüentemente, três apoios. Um dos apoios externos e o apoio central foram considerados como articulados móveis e o outro apoio externo foi considerado como articulado fixo, permitindo assim o livre alongamento térmico longitudinal das vigas. A partir do modelo considerado padrão (M1), foram consideradas 3 variações de cada parâmetro relevante, além de que, a compartimentação da viga foi analisada, considerando a elevação de sua temperatura em apenas um de seus vãos. Pela Tabela 3-1, é possível observar que foram estabelecidos 22 modelos diferentes, sendo que as notações “F” e “A” na coluna da compartimentação indicam se o vão em questão está submetido ao incêndio ou à temperatura ambiente, respectivamente.

Tabela 3-1: Modelos do estudo paramétrico proposto.

Modelo	L	d	b_f	t_f	t_w	t_c	A_s	b_1	b_2	$\frac{q_{fi}}{q_{rk}}$	CET	Comp.
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(mm)	-	-	-
M1	10	600	200	16	12,5	120	30ϕ8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M2	15	600	200	16	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M3	7	600	200	16	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M4	10	800	200	16	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M5	10	400	200	16	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M6	10	600	250	16	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M7	10	600	150	16	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M8	10	600	200	20	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M9	10	600	200	12,5	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M10	10	600	200	16	16	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M11	10	600	200	16	10	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M12	10	600	200	16	12,5	150	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M13	10	600	200	16	12,5	100	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M14	10	600	200	16	12,5	120	46ϕ8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M15	10	600	200	16	12,5	120	12ϕ8	1000	1000	50%	ISO	F/F
M16	10	600	200	16	12,5	120	30 ϕ 8	1500	1500	50%	ISO	F/F
M17	10	600	200	16	12,5	120	30 ϕ 8	700	700	50%	ISO	F/F
M18	10	600	200	16	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	30%	ISO	F/F
M19	10	600	200	16	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	70%	ISO	F/F
M20	10	600	200	16	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	EN 0.2	F/F
M21	10	600	200	16	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	EN 5	F/F
M22	10	600	200	16	12,5	120	30 ϕ 8	1000	1000	50%	ISO	F/A

Todos os modelos apresentados, exceto o modelo M4, possuem perfis de aço de classe 1 segundo o EN 1993-1-1:2005, ou seja, sob flexão, possuem capacidade de formarem rótulas plásticas com capacidade de rotação necessária para a realização de uma análise

plástica sem redução de sua resistência. O modelo M4, por sua vez, possui um perfil de aço de classe 2 segundo o EN 1993-1-1:2005, em outras palavras, a seção ainda é capaz de atingir sua plastificação total, mas a capacidade de rotação é limitada por efeitos de instabilidades locais.

As propriedades geométricas indicadas na Tabela 3-1 são ilustradas através da representação gráfica da seção mista contida na Figura 3-11, a seguir.

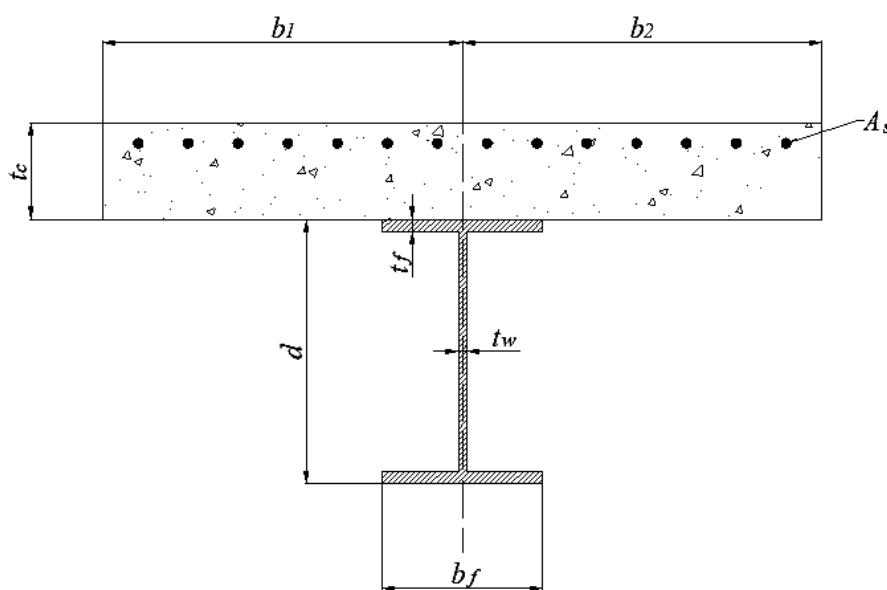


Figura 3-11: Propriedades geométricas da seção mista.

Na Tabela 3-1, a área de armaduras, A_s , indicada correspondem às armaduras longitudinais em regiões de momentos fletores negativos, que foram posicionadas, por convenção, acima dos apoios intermediários, se estendendo até a metade dos vãos adjacentes e ao longo das larguras b_1 e b_2 . Tais armaduras foram estipuladas baseadas nas prescrições do Anexo R da NBR 8800:2008, relativas às ligações em estruturas mistas, da seguinte maneira:

$$1,25 f_{yd} A_{fi} \geq F_{s,Rd} = f_{sd} A_s \quad (3.1)$$

sendo, f_{yd} a resistência ao escoamento de cálculo do aço do perfil, A_{fi} a área da mesa inferior do perfil, $F_{s,Rd}$ a força resistente de cálculo ao escoamento das armaduras e f_{sd} a resistência ao escoamento de cálculo das armaduras. Em outras palavras, a quantidade de armadura longitudinal contida na largura efetiva da seção mista é limitada relativamente à força máxima de plastificação na mesa inferior. Tal limitação garante a formação do

binário resistente sem grandes aumentos da região comprimida do perfil devido ao deslocamento da LN em direção à laje. Dessa forma, as áreas A_s foram estipuladas considerando 25, 62,5 e 100% da força de plastificação na mesa inferior, consequentemente, respeitando o limite superior estabelecido pela Eq. (3.1). Para as armaduras negativas longitudinais nas demais regiões, armaduras longitudinais positivas e armaduras transversais, foram utilizados os valores de taxa mínima de armadura expostos pela NBR 6118:2014, em concordância com os espaçamentos máximo e mínimo, também prescritos por tal referência normativa.

Os diferentes valores do parâmetro adimensional, Γ , indicados na coluna C.E.T. da Tabela 4 foram estipulados para que incêndios com diferentes taxas de elevação de temperatura pudessem ser avaliados, ou seja, com tal valor igual a 0,2, o incêndio possui uma taxa mais lenta e igual a 5, uma taxa mais rápida em relação ao incêndio padrão.

Em todos os modelos analisados foram utilizados conectores de cisalhamento do tipo *stud-bolt*, com diâmetro de 19 mm, altura nominal de 85 mm e com espaçamento estabelecido considerando interação total ao longo de todo o comprimento da viga, em conformidade com as prescrições da NBR 8800:2008. Para a determinação do número de conectores a serem dispostos para que ocorra interação total entre o perfil de aço e a laje de concreto, o procedimento exposto pela NBR 8800:2008 para regiões de concreto tracionado foi utilizado, ou seja, inicialmente determina-se a força longitudinal da conexão de cisalhamento, dada pelo menor valor entre as forças máximas no perfil e na armadura contida na largura efetiva da laje (com área igual a A_{sl}), $A_d f_{yd}$ e $A_{sl} f_{sd}$, respectivamente. Posteriormente, determina-se a resistência individual de cada conector, Q_{rd} , considerando os estados limites últimos de esmagamento/fendilhamento do concreto e de ruptura do conector, ou seja:

$$Q_{rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases} \quad (3.2)$$

nas quais, A_{cs} é área do fuste do conector, E_c é o módulo de elasticidade secante do concreto, considerado como de agregado de granito, de acordo com a NBR 6118:2014, γ_s

é um coeficiente de ponderação da resistência igual a 1,25 para combinações últimas para a fase de utilização e 1,10 para a fase de construção, f_{ucs} é a resistência à ruptura do conector (igual a 415 MPa), R_g é um fator que leva em consideração a influência da superposição de tensões dos grupos de conectores adjacentes e R_p é um fator que considera a posição do conector dentro da nervura de uma laje mista, ou seja, a quantidade de concreto mobilizado na transferência de esforços. Nos casos do presente trabalho, como são dispostos conectores em apenas uma única fila e soldados diretamente no perfil de aço, R_g e R_p foram tomados iguais a 1.

Dessa forma, para interação total, o somatório das resistências individuais de cada conector deve ser maior ou igual à força na conexão de cisalhamento, determinando-se, assim, o número de conectores necessários para atender tal condição entre a seção de momento negativo máximo e a seção de momento nulo e, consequentemente, o espaçamento entre eles. A distância entre as seções de momento máximo e nulo foi obtida através da simplificação da NBR 8800:2008, que considera a distância entre seções de momentos nulos na região de momentos negativos nos apoios centrais como sendo 1/4 da soma dos vãos adjacentes ao apoio considerado. Dessa forma, a distância na qual foi disposto o número de conectores obtido é igual a metade da distância entre seções de momentos nulos adjacentes aos apoios centrais trazida pela norma brasileira. O espaçamento obtido entre conectores na distância obtida foi replicado para o restante da viga, assegurando-se que ocorra a interação completa conforme a NBR 8800:2008 nas regiões de momentos positivos.

Além disso, foram dispostos enrijecedores transversais unidos junto à alma dos perfis de aço nas seções onde existem apoios. Tais enrijecedores foram considerados com espessura igual à da alma dos perfis e são dispostos dos dois lados da seção transversal, considerando uma ligação rígida entre eles, a alma e as mesas inferior e superior.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Resultados da Análise de Flambagem

Inicialmente, serão discutidos os resultados preliminares do estudo proposto, no âmbito das respostas obtidas para a análise de flambagem das vigas em temperatura ambiente. O primeiro modo de flambagem obtido é apresentado a seguir.

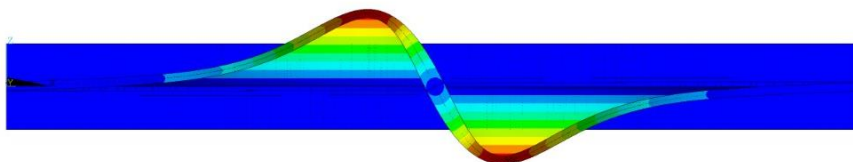


Figura 4-1: Primeiro modo de flambagem para as vigas com 3 apoios.

Analizando a Figura 4-1, é possível observar a formação de duas semiondas alternadas em torno do apoio central, como esperado, visto que tal deformada é característica da FLD. Todos os modelos apresentaram o mesmo modo de flambagem, todavia, as cargas críticas variaram, de acordo com a alteração das propriedades geométricas da viga mista.

Como descrito anteriormente, a observação do modo de flambagem da viga é importante para obter-se o comprimento de semionda que foi tomado como o comprimento total da viga dividido por 2, já que se formam 2 semiondas. Com o comprimento de semionda obtido, tal valor foi utilizado para introdução das imperfeições geométricas no modelo (um milésimo de tal valor), como já especificado.

4.2 Resultados do Estudo Paramétrico

4.2.1 Resultados em Temperatura Ambiente

Primeiramente, salienta-se que o objetivo desta seção, além de expor resultados relativos ao comportamento em temperatura ambiente, é apresentar os valores dos momentos fletores negativo máximos, M_{rk} , que foram utilizados para a determinação do nível de carregamento do modelo em temperatura elevada.

Para todos os modelos analisados, foi observado que, em temperatura ambiente, nenhum tipo de flambagem ocorreu. Tal observação é coerente com o fato que os perfis utilizados são classificados como compactos (classes 1 e 2 segundo o EN 1993-1-1:2005). Dessa forma, constatou-se, inicialmente, a formação de uma rótula plástica nos apoios centrais, com posterior redistribuição de momentos para o centro do vão, sendo que a formação de mais uma rótula nesse outro ponto representou o colapso da viga. Tal constatação está de acordo com a teoria relativa à redistribuição de momentos em vigas contínuas, como apresentado anteriormente. Como forma de exemplificar a redistribuição de momentos observada em temperatura ambiente, nas Figuras 4-2 e 4-3, são apresentadas as tensões equivalentes de von Mises em metade da viga do modelo M1, para os carregamentos de 139,0 kN/m e 166,8 kN/m, respectivamente, sendo o segundo carregamento correspondente ao colapso da viga.

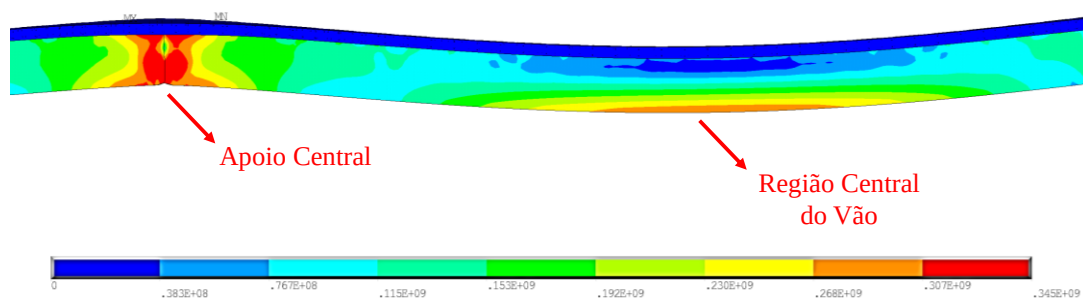


Figura 4-2: Tensões de von Mises [Pa] do modelo M1 para a carga de 139,0 kN/m.

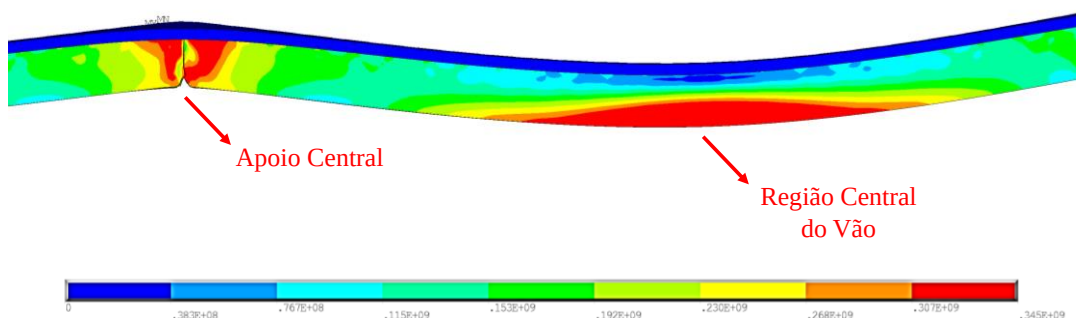


Figura 4-3: Tensões de von Mises [Pa] do modelo M1 para a carga de 166,8 kN/m.

Pela Figura 4-2, é possível observar a plastificação total (indicada pelas regiões em vermelho) da região próxima ao apoio central (à esquerda) quando a carga é de 139,0 kN/m. Já pela Figura 4-3, observa-se que a plastificação de grande parte das regiões centrais do vão, quando a carga de 166,8 kN/m atua na viga. Entre os valores de carga das imagens, foi observado um gradativo aumento das tensões no centro do vão,

indicando a ocorrência da redistribuição de momentos. Graficamente, a redistribuição de momentos observada para o modelo M1 pode ser verificada ao monitorar-se os momentos negativo e positivo atuantes ao passo que o carregamento aumenta, como mostrado pela Figura 4-4.

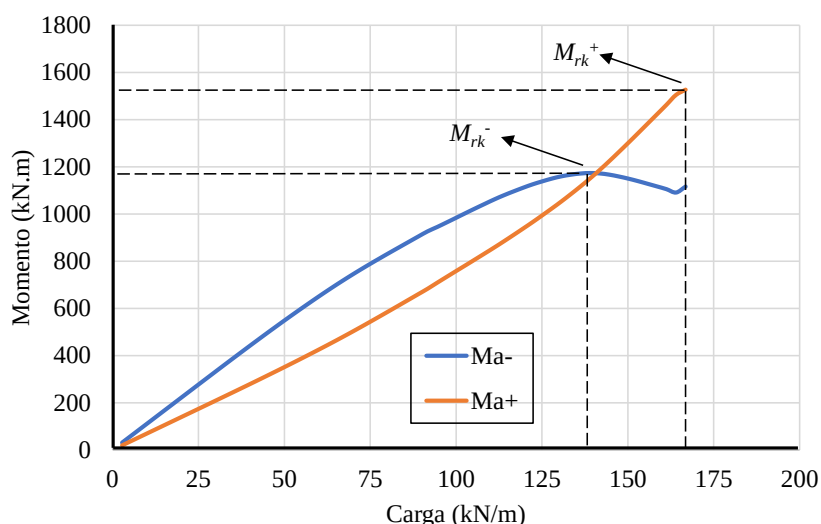


Figura 4-4: Momentos atuantes ao longo do carregamento para o modelo M1.

Como mostra a Figura 4-4, com a carga de 139,0 kN/m (q_{rk}), ocorre o pico do momento fletor negativo atuante (M_a^-) no apoio central, valor tomado igual a M_{rk}^- , e assim, tem-se a formação da primeira rótula plástica. Nesse mesmo ponto, o momento positivo atuante no centro do vão (M_a^+) se iguala ao negativo e, após isso, o primeiro se intensifica ao passo que o segundo se reduz. Após a carga de 166,8 kN/m, não foi obtida convergência pelo *software*, indicando o colapso da viga pela formação da segunda rótula plástica da estrutura. O valor de momento correspondente a tal carregamento, q_u , foi tomado igual a M_{rk}^+ . Vale ressaltar que todos os momentos numéricos foram obtidos a partir de análises estruturais estáticas simples, a partir dos carregamentos aplicados e das reações dos apoios.

Os valores obtidos numericamente de M_{rk}^- e M_{rk}^+ , bem como dos momentos resistentes característicos teóricos da seção mista nas regiões de momentos positivos e negativos ($M_{rk-teórico}^+$ e $M_{rk-teórico}^-$, respectivamente), para cada um dos modelos analisados são apresentados na Tabela 4-1. Ainda, os momentos críticos à FLD obtidos analiticamente, $M_{cr-teórico}$, bem como os valores do carregamento atuante no momento do colapso (não convergência dos modelos), q_u , também são apresentados na mesma tabela.

Tabela 4-1: Resultados em temperatura ambiente para os modelos propostos.

Modelo	q_u	$M_{cr-teórico}$	M_{rk}^-	$M_{rk-teórico}^-$	M_{rk}^+	$M_{rk-teórico}^+$	$\frac{M_{rk}^-}{M_{rk-teórico}^-}$	$\frac{M_{rk}^+}{M_{rk-teórico}^+}$
	(kN/m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	-	-
M1	166,8	2143,4	1173,7	932,7	1527,4	1571,6	1,26	0,97
M2	77,5	2143,4	1403,9	932,7	1477,6	1571,6	1,51	0,94
M3	308,3	2346,5	907,1	942,9	1599,6	1571,6	0,96	1,02
M4	183,1	1847,0	1369,8	1140,1	1651,3	2366,2	1,20	0,70
M5	117,0	2643,6	816,8	665,0	1056,6	940,6	1,23	1,12
M6	191,1	2884,8	1517,4	1104,1	1675,2	1733,1	1,37	0,97
M7	146,4	1449,6	1076,5	748,5	1479,9	1409,9	1,44	1,05
M8	191,3	2414,9	1343,2	1059,4	1762,5	1719,9	1,27	1,02
M9	152,7	1956,3	1012,6	827,1	1629,5	1440,3	1,22	1,13
M10	190,2	3130,8	1284,2	1085,3	1780,3	1767,5	1,18	1,01
M11	145,9	1531,4	1087,3	804,1	1345,2	1429,4	1,35	0,94
M12	191,3	2173,5	1191,3	942,6	2093,1	1681,6	1,26	1,24
M13	159,6	2124,7	1160,6	926,3	1447,9	1368,3	1,25	1,06
M14	160,6	2198,5	1335,5	978,5	1427,7	1571,6	1,36	0,91
M15	167,0	2071,2	1141,7	876,3	1558,0	1571,6	1,30	0,99
M16	166,2	2170,1	1180,3	954,7	1555,3	1672,6	1,24	0,93
M17	159,6	2108,7	1177,8	905,1	1435,0	1497,7	1,30	0,96
M18	166,8	2143,4	1173,7	932,7	1505,2	1571,6	1,26	0,96
M19	166,8	2143,4	1173,7	932,7	1505,2	1571,6	1,26	0,96
M20	166,8	2143,4	1173,7	932,7	1505,2	1571,6	1,26	0,96
M21	166,8	2143,4	1173,7	932,7	1505,2	1571,6	1,26	0,96
M22	166,8	2143,4	1173,7	932,7	1505,2	1571,6	1,26	0,96
						Média	1,27	0,99
						CV (%)	8,13	10,37

Vale ressaltar que, todos os valores teóricos citados foram obtidos a partir das prescrições do PR NBR 8800:2022, tomando-se os coeficientes de ponderação das resistências iguais a unidade. O procedimento de obtenção de $M_{rk-teórico}^-$ é apresentado no Anexo B deste trabalho. Em relação ao $M_{rk-teórico}^+$, o processo de cálculo é idêntico ao encontrado na atual NBR 8800:2008.

Para a grande maioria dos modelos, os momentos fletores resistentes negativos obtidos numericamente foram superiores aos respectivos valores analíticos, indicando o conservadorismo adotado nas prescrições normativas e procedimentos de cálculos atuais. Como os valores dos coeficientes de variação (CV) obtidos tiveram valores relativamente baixos, pode-se constatar a coerência entre os valores numéricos e analíticos das grandezas analisadas.

Analisando os modelos M1 e M2, nota-se que foram obtidos valores idênticos para o momento crítico teórico para ambos os modelos, sendo uma coincidência, associada a variação do momento crítico com o vão. A partir do PR NBR 8800:2022, o momento crítico passou a oscilar com o vão e não mais variar monotonicamente como prescrito na NBR 8800:2008, de acordo com a Equação de Roik.

Pela observação dos resultados para os modelos M1, M2 e M3, constata-se uma relação diretamente proporcional entre o aumento do vão da viga com o aumento de seu momento resistente negativo, o que, inicialmente, pode ser contraintuitivo. Em instantes iniciais, dado que as vigas M1, M2 e M3 têm a mesma seção e não sofrem influência da flambagem lateral com distorção, é natural que seus valores de momento resistente sejam muito próximos entre si. Na viga mais curta (M3), para um mesmo momento em relação às demais, tem-se um valor mais alto de força cortante atuando nas seções do apoio, o que promove uma redução da capacidade resistente da mesma, em concordância com o já observado por Liang *et al.* (2003) e como mostrado na Tabela 4-2, para os passos de carga de 0,01 a 0,05.

Tabela 4-2: Esforços solicitantes para os modelos M1, M2 e M3.

Passo de Carga	M_{a1}	M_{a2}	M_{a3}	V_{a1}	V_{a2}	V_{a3}
(-)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)
0,01	30,78	30,11	29,85	10,83	6,54	16,10
0,02	61,55	60,22	59,66	21,65	13,08	32,19
0,03	92,33	90,34	89,50	32,48	19,62	48,29
0,04	123,12	120,45	119,35	43,30	26,15	64,38
0,05	153,91	150,58	149,21	54,13	32,69	80,48

Para o modelo M12, verifica-se que o momento resistente positivo teórico é consideravelmente inferior ao obtido numericamente. Tal diferença pode ser explicada pelo fato que, o braço de alavanca das armaduras em relação ao perfil de aço é aumentado com o aumento da espessura da laje. Segundo as prescrições normativas contidas na NBR 8800:2008, as armaduras não são consideradas no cálculo do momento resistente de vigas mistas em regiões de momentos positivos, mas a influência delas é englobada no modelo numérico. Quando o momento de plastificação originado pelas armaduras aumenta consideravelmente, as divergências entre os métodos analítico e numérico tornam-se mais evidentes.

4.2.2 Resultados em Temperatura Elevada

Antes de serem apresentados os resultados em temperatura elevada, é conveniente tecer um comentário a respeito do comportamento das vigas mistas contínuas quando submetidas à elevação de temperatura. O início do aquecimento da viga resulta em um gradiente de temperatura ao longo da altura da viga, uma vez que a laje de concreto permanece muito mais fria que o perfil de aço. Devido à continuidade da viga, com o deslocamento vertical restrito no apoio central, a reação neste apoio cresce. Assim, mesmo que submetidas a um carregamento (e consequentemente a um momento fletor negativo) relativamente baixo, com o aquecimento, o momento fletor negativo sobre o apoio central cresce muito rapidamente na viga (especialmente para os instantes iniciais, no qual o aquecimento é muito rápido e a resposta do perfil é muito mais rápida que a da laje). Com a elevação do momento negativo no apoio central, a viga perde capacidade

resistente e redistribui momento para os trechos centrais de cada tramo, reduzindo assim a reação do apoio intermediário. Os resultados aqui apresentados foram obtidos a partir das análises de segunda ordem em temperatura elevada, como indicado na Tabela 4-3.

Tabela 4-3: Resultados em temperatura elevada para os modelos propostos.

Modelo	M_{rk}	M_{fi}	$M_{fi-teórico}$	t_{cr}	$T_{cr,alma}$	$T_{cr,mi}$	$T_{cr,ms}$
	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(s)	(°C)	(°C)	(°C)
M1	1173,7	1310,3	730,5	926,7	661,4	633,8	497,7
M2	1403,9	1358,9	750,8	834,0	626,9	595,8	454,8
M3	907,1	1278,2	736,0	945,0	667,4	641,1	508,3
M4	1369,8	1856,4	841,6	929,3	662,6	625,9	500,1
M5	816,8	841,7	533,5	960,0	668,9	646,6	503,6
M6	1517,4	1573,5	882,3	900,0	651,9	614,3	447,7
M7	1076,5	1173,4	577,7	930,0	662,8	630,4	508,4
M8	1343,2	1483,9	833,5	942,0	667,3	594,3	451,5
M9	1012,6	1163,3	651,5	947,3	667,5	667,3	516,0
M10	1284,2	1434,2	865,8	1038,0	659,1	659,6	499,5
M11	1087,3	1221,3	621,8	771,0	641,8	561,8	421,4
M12	1191,3	1356,1	743,2	975,0	676,5	644,6	517,5
M13	1160,6	1280,1	726,0	906,0	654,7	618,9	479,4
M14	1335,5	1498,0	768,2	1039,5	692,6	664,4	532,6
M15	1141,7	1206,0	691,4	897,0	652,2	615,9	488,9
M16	1180,3	1362,1	738,6	963,0	672,1	639,4	503,4
M17	1177,8	1298,6	710,4	909,0	654,4	618,3	486,4
M18	1173,7	1281,4	680,8	1284,0	733,8	721,1	632,9
M19	1173,7	1328,6	762,6	780,0	603,4	560,7	422,8
M20	1173,7	1310,8	730,5	2460,0	689,1	628,9	566,12
M21	1173,7	1355,9	721,3	447,0	673,0	610,9	434,9
M22	1173,7	1234,1	703,8	975,0	676,4	644,7	521,9

Ainda na Tabela 4-3, M_{rk}^- é o momento negativo resistente máximo, obtido numericamente, alcançado em temperatura ambiente, M_{fi}^- e M_{fi}^+ são os momentos negativos resistentes máximos em temperatura elevada obtidos analiticamente, conforme Dias (2021) (como apresentado no

Anexo A), e numericamente, respectivamente, t_{cr} é o tempo crítico correspondente ao momento de colapso em situação de incêndio (fim da convergência da análise), $T_{cr,alma}$, $T_{cr,mi}$ e $T_{cr,ms}$ são as temperaturas máximas atingidas nos centroides da alma, da mesa inferior e da mesa superior do perfil de aço, respectivamente.

Vale ressaltar que, assim como observado por Dias (2021), para todos os modelos, a temperatura da laje na região das armaduras não superou 100 °C, logo, as propriedades mecânicas do concreto e do aço das armaduras e dos conectores não sofrem degradação, o que indica que a degradação das propriedades mecânicas da laje não foi crítica para o comportamento global das vigas mistas contínuas.

A seguir, são apresentadas as comparações dos resultados para os momentos fletores positivos e negativos atuantes com o aumento da temperatura dos modelos, bem como as configurações deformadas normalizadas no instante anterior ao colapso de cada viga mista. Os resultados foram agrupados para cada variação das propriedades estudadas, sempre em relação ao modelo padrão M1. Nas legendas, os números que acompanham cada variável de estudo são relativos ao número do modelo da Tabela 3-1.

Os momentos negativo e positivo atuantes são indicados por M_f^- e M_f^+ , medidos no apoio central e no centro do vão das vigas, respectivamente e são plotados em relação a temperatura medida no centroide da alma do perfil de aço. UY_f e UZ_f são os deslocamentos vertical e transversal (ao longo do eixo de menor inércia da seção mista), medidos no centroide da mesa inferior do perfil de aço. Vale ainda ressaltar que os gráficos relativos às deformadas das vigas mistas foram normalizados em relação aos valores máximos, em módulo, devido ao fato de que, no instante anterior ao colapso, os valores dos deslocamentos são muito imprecisos. Assim, apenas as formas gerais das deformadas das vigas são relevantes para a visualização dos efeitos das instabilidades, como mostrado a seguir:

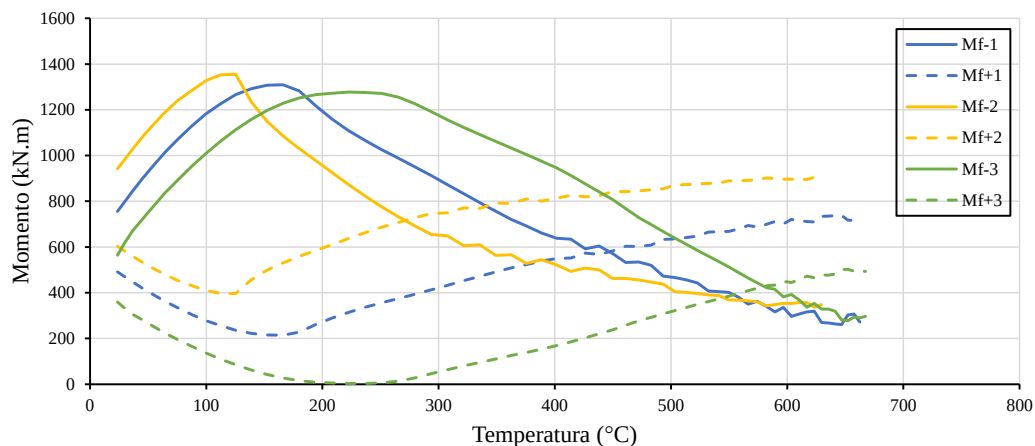


Figura 4-5: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M2 e M3 (variação do vão: 10, 15 e 7 m).

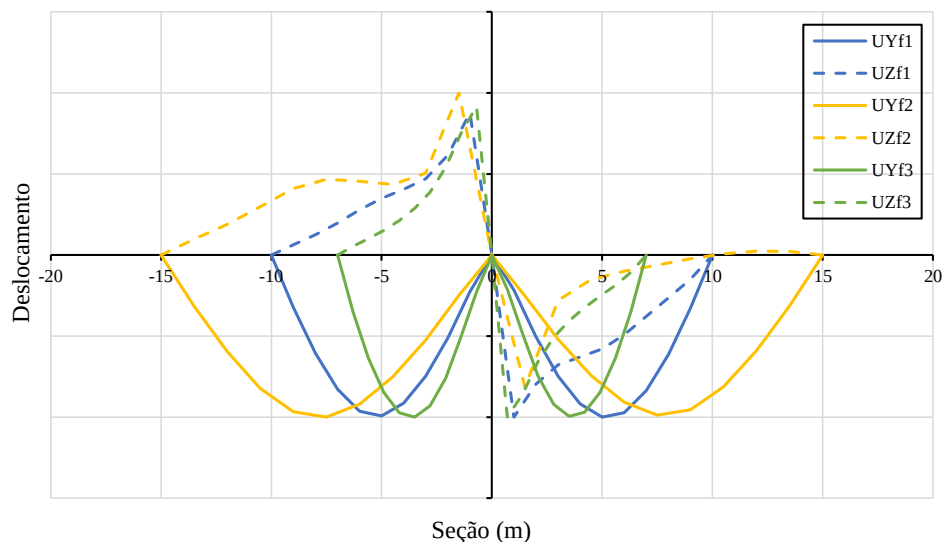


Figura 4-6: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M2 e M3 (variação do vão: 10, 15 e 7 m).

Para os Modelos M1, M2 e M3, a propriedade variada foi o vão das vigas, ou seja, 10 m, 15 m e 7 m, respectivamente.

Pela Figura 4-5, observa-se que, nos instantes iniciais, ocorre um aumento do valor do momento fletor negativo (em módulo) e uma redução do momento positivo. Tal observação é explicada pelo fato de que, o apoio central restringe parcialmente o deslocamento causado pelo gradiente térmico desenvolvido na viga decorrente da elevação da temperatura, o que gera uma amplificação dos momentos negativos, reduzindo o valor do momento fletor positivo no centro do vão.

Após isso, ocorrem os picos máximo de momento negativo e mínimo de momento positivo em temperaturas relativamente baixas (aproximadamente 165 °C) e, em tais pontos, ocorrem plastificações localizadas nas seções adjacentes ao apoio central devidas às tensões normais originadas pelo momento fletor que surge pela restrição às deformações térmicas das vigas, como mostrado na Figura 4-7.

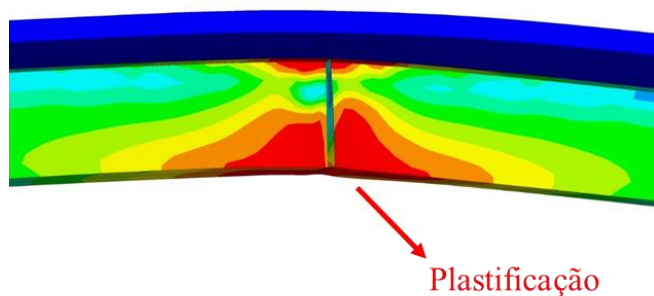


Figura 4-7: Plastificação nas seções próximas ao apoio central do modelo M1.

Com a ocorrência das plastificações, ocorre uma perda de rigidez localizada na viga. Com o aumento da temperatura (até cerca de 195 °C), os esforços relativos à restrição das deformações térmicas também aumentam e as propriedades mecânicas dos materiais se degradam, favorecendo a ocorrência de instabilidades nas regiões próximas ao apoio central, como mostrado nas Figuras 4-8 a 4-10.

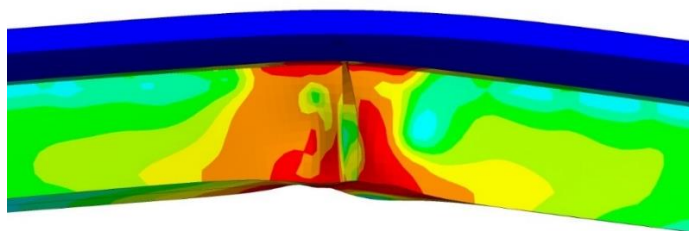


Figura 4-8: Deformada nas seções próximas ao apoio central do modelo M1.

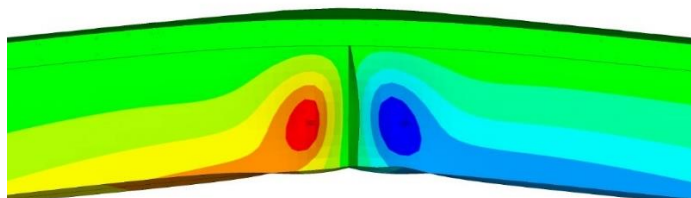


Figura 4-9: Deslocamentos transversais nas regiões próximas ao apoio central do modelo M1.

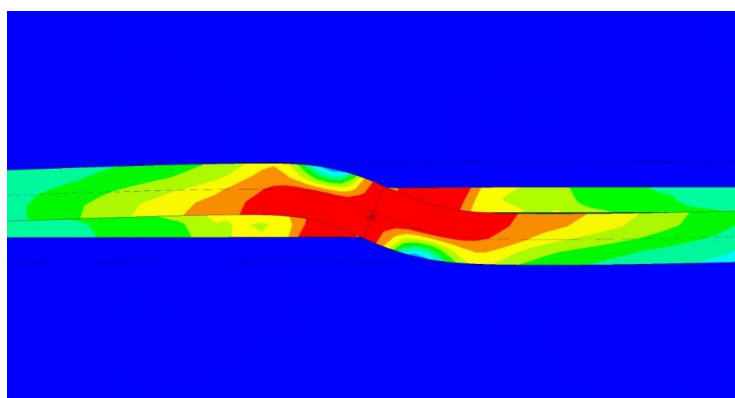


Figura 4-10: Deformada no apoio central do modelo M1.

Pela Figura 4-8, ainda se observam regiões de plastificação, mas também se verificam instabilidades locais como a FLM e a FLA (mais evidenciada pela Figura 4-9, ao se plotar os deslocamentos transversais da viga). Ainda, foi observada a ocorrência da FLD, como mostrado pela Figura 4-10, em uma vista inferior do apoio central da viga do modelo M1.

A observação das instabilidades em temperaturas relativamente baixas está de acordo com o constatado por Dharma e Tan (2008). Com as ocorrências da FLM, FLA e FLD, a viga mista tem sua capacidade de rotação drasticamente reduzida nas regiões do apoio central, prejudicando sua capacidade de redistribuição de esforços para o centro do vão.

Após esse instante, as regiões próximas ao apoio central perdem suas capacidades resistentes e, devido à hiperstaticidade da viga, os esforços são parcialmente redistribuídos para o centro do vão (devido à perda de sua capacidade de rotação), resultando na diminuição dos momentos negativos e o aumento dos positivos, como observado na Figura 4-5. Em temperaturas mais elevadas (acima de 500 °C), as propriedades mecânicas dos materiais encontram-se extremamente deterioradas, de forma que as vigas colapsam em temperaturas entre 600 °C e 700 °C.

Vale ressaltar que, para o modelo M2, o pico de momento negativo ocorre em uma temperatura inferior em relação ao modelo padrão M1. Isso pode ser explicado pela maior curvatura térmica no centro do vão do modelo M2, resultante do aumento de seu vão e, conseqüentemente, redução de sua rigidez. O raciocínio contrário ao apresentado explica o motivo pelo qual o modelo M3 tem seu pico de momento negativo em uma temperatura superior à do modelo M1.

O valor do pico de momento fletor negativo é muito semelhante entre os modelos M1, M2 e M3, como mostrado na Tabela 4-3, o que pode ser explicado pelo fato de que a seção transversal é a mesma entre as vigas, ou seja, o momento de plastificação também é o mesmo, teoricamente. Em outras palavras, o valor de momento máximo negativo obtido está diretamente relacionado com a plastificação da seção. Após o pico de momento fletor negativo, observa-se que o modelo M3 mantém-se resistindo a tal momento por mais tempo que o modelo M2, ou seja, as instabilidades demoram mais para ocorrerem, visto que os níveis de tensões de compressão são menores, como já explicado anteriormente. Em outras palavras, o patamar entre o pico de momento fletor negativo e o início de sua queda está relacionado com o tempo necessário para que as instabilidades ocorram após a perda de rigidez localizada. Observando a Figura 4-6, observa-se que os deslocamentos verticais são condizentes com os de uma viga contínua com dois vãos e três apoios.

O comportamento descrito para o modelo M1, no geral, é válido para todos os outros modelos, mas em alguns casos específicos, existem particularidades que serão discutidas.

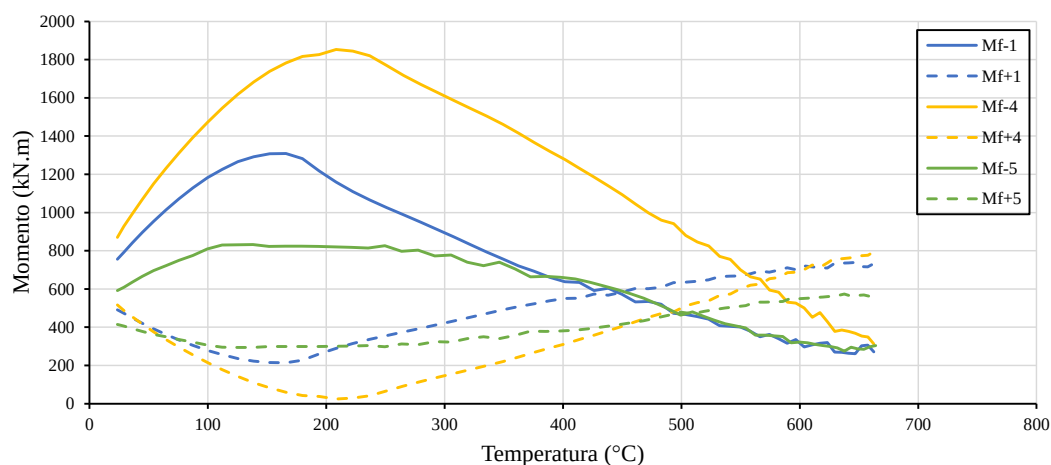


Figura 4-11: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M4 e M5 (variação da altura do perfil de aço: 600, 800 e 400 mm).

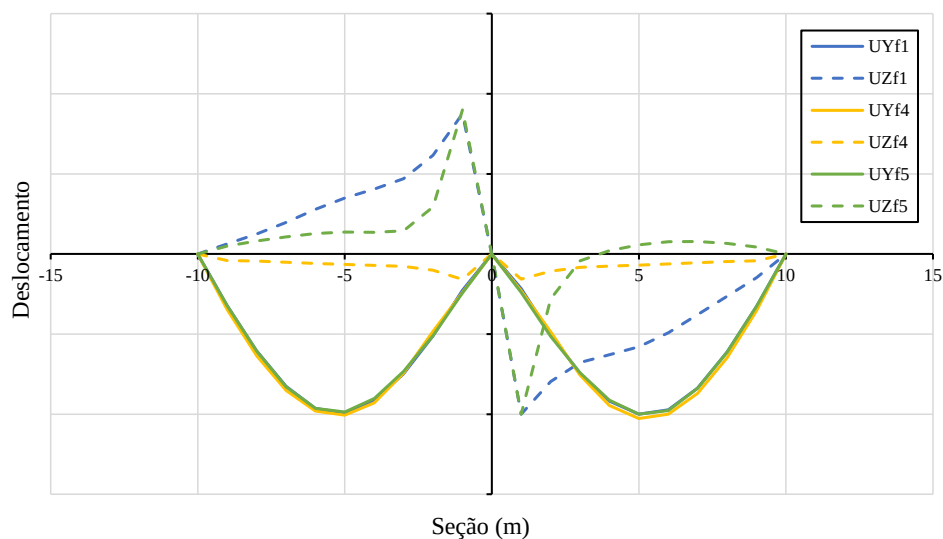


Figura 4-12: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M4 e M5 (variação da altura do perfil de aço: 600, 800 e 400 mm).

Para os Modelos M1, M4 e M5, a propriedade variada foi a altura total do perfil de aço, ou seja, 600 mm, 800 mm e 400 mm, respectivamente.

Pela Figura 4-11, verifica-se que os modelos M4 e M5 apresentaram um comportamento de seus momentos fletores com o aumento da temperatura muito semelhante ao observado para os modelos M1, M2 e M3, ou seja, com as mesmas fases de aumento e diminuição dos momentos positivos e negativos. As temperaturas de colapso também se situaram entre 600 °C e 700 °C.

Ainda, verifica-se que o valor do pico de momento negativo é maior para o modelo M4, visto que seu momento de plastificação é maior, todavia, o patamar de permanência da viga em momentos próximos ao valor de pico é bastante inferior, uma vez que a esbeltez de sua alma é elevada, facilitando a FLA e a FLD após a perda de rigidez localizada. Vale enfatizar que o comportamento do modelo M5, nos pontos levantados para o modelo M4, é o oposto, ou seja, o modelo apresentou um pico com valor baixo devido à menor área da seção transversal (momento de plastificação inferior ao modelo M4), mas um patamar mais alongado, visto que a alma se torna mais compacta e menos suscetível à FLA. Para ambos os modelos, interações entre plastificações localizadas, FLA, FLM e FLD no momento de início de queda do momento fletor negativo foram observadas, como mostrado para o modelo M1.

Pela Figura 4-12, observa-se uma diferença na deformada do modelo M4, que foi aferida no centroide da alma do perfil, para a captação mais precisa da FLA do perfil.

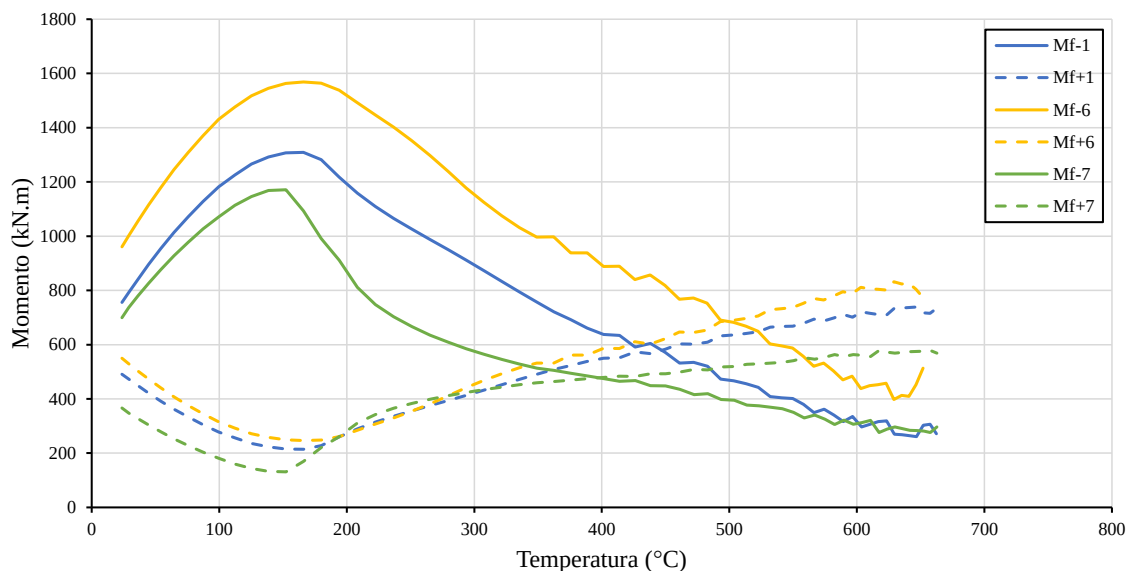


Figura 4-13: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M6 e M7 (variação da largura das mesas do perfil de aço: 200, 250 e 150 mm).

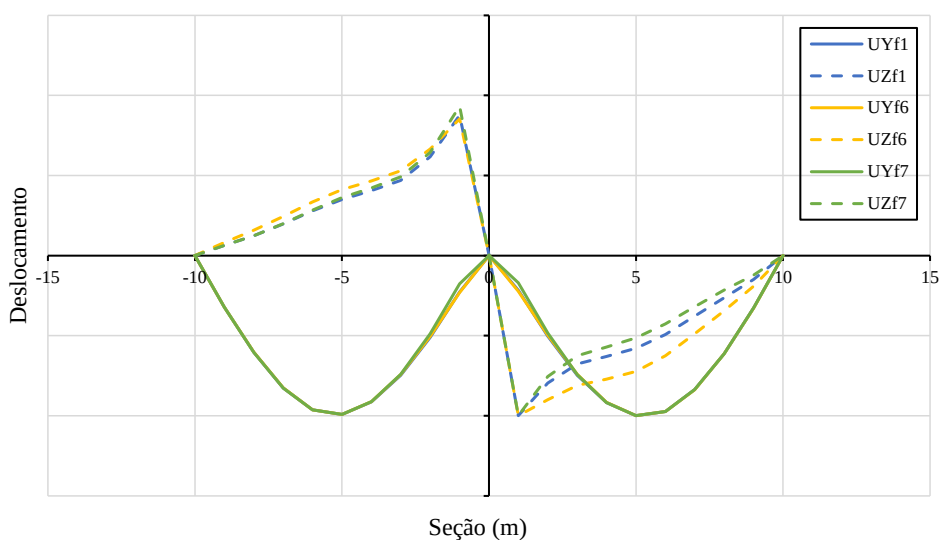


Figura 4-14: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M6 e M7 (variação da largura das mesas do perfil de aço: 200, 250 e 150 mm).

Para os Modelos M1, M6 e M7, a propriedade variada foi a largura das mesas do perfil de aço, ou seja, 200 mm, 250 mm e 150 mm, respectivamente.

A partir da Figura 4-14, verifica-se que o mesmo comportamento dos diagramas de momentos fletores com o aumento da temperatura na alma do perfil de aço foi mantido. Ressalta-se que, para o modelo M6, o valor do pico de momento fletor negativo foi superior em relação ao modelo M1 e M7, visto que seu momento de plastificação é maior, como já discutido.

O patamar de manutenção de momentos elevados próximos ao pico não apresenta diferenças significativas entre os modelos, evidenciando que, mesmo com a FLM ocorrendo, tal fenômeno tem pouca influência na perda de capacidade resistente das seções próximas ao apoio central.

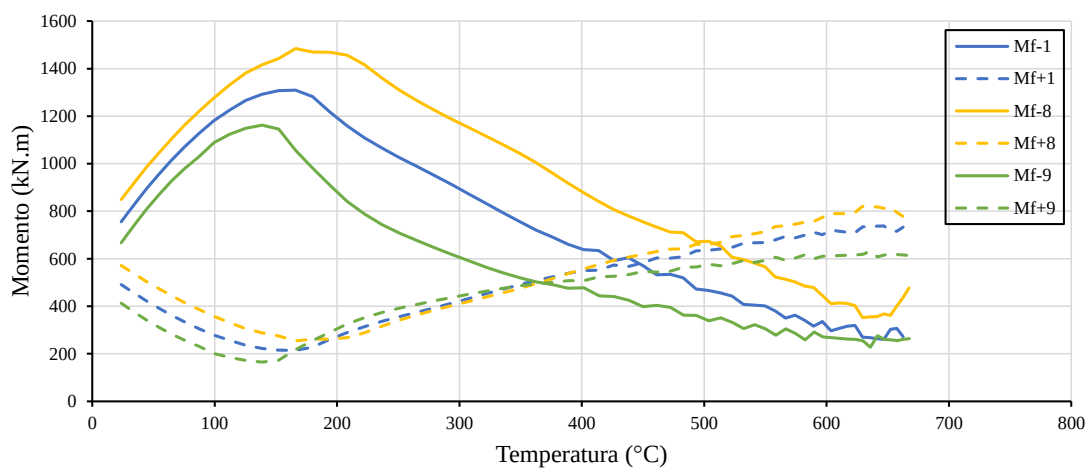


Figura 4-15: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M8 e M9 (variação da espessura das mesas do perfil de aço: 16, 20 e 12,5 mm).

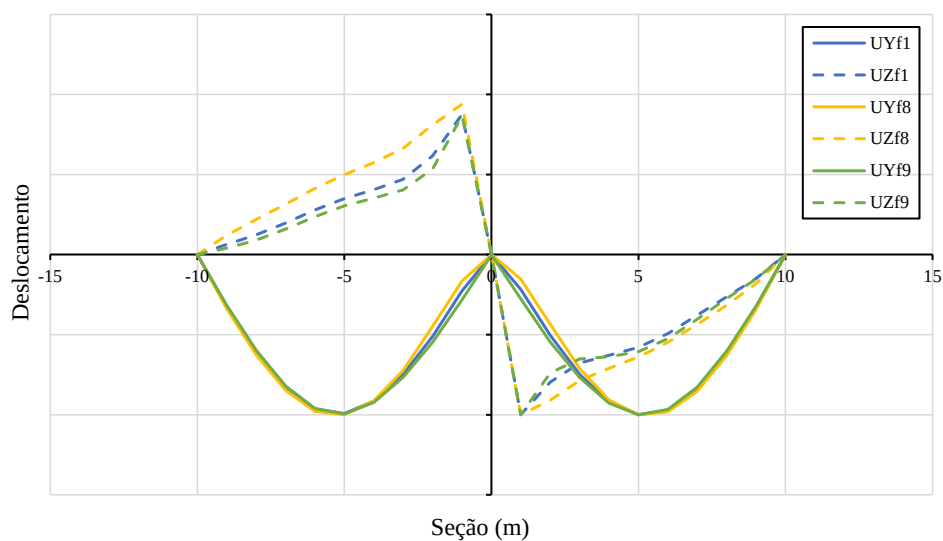


Figura 4-16: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M8 e M9 (variação da espessura das mesas do perfil de aço: 16, 20 e 12,5 mm).

Para os Modelos M1, M8 e M9, a propriedade variada foi a espessura das mesas do perfil de aço, ou seja, 16 mm, 20 mm e 12,5 mm, respectivamente.

Os mesmos aspectos observados para os momentos fletores e para as configurações deformadas já discutidos anteriormente são válidos para os modelos M8 e M9, enfatizando a diferença dos picos de momento fletor negativo devido a variação do momento de plastificação. Os patamares observados foram muito semelhantes, reforçando que a FLM tem pouca influência no comportamento das vigas em estágios iniciais, mesmo ocorrendo.

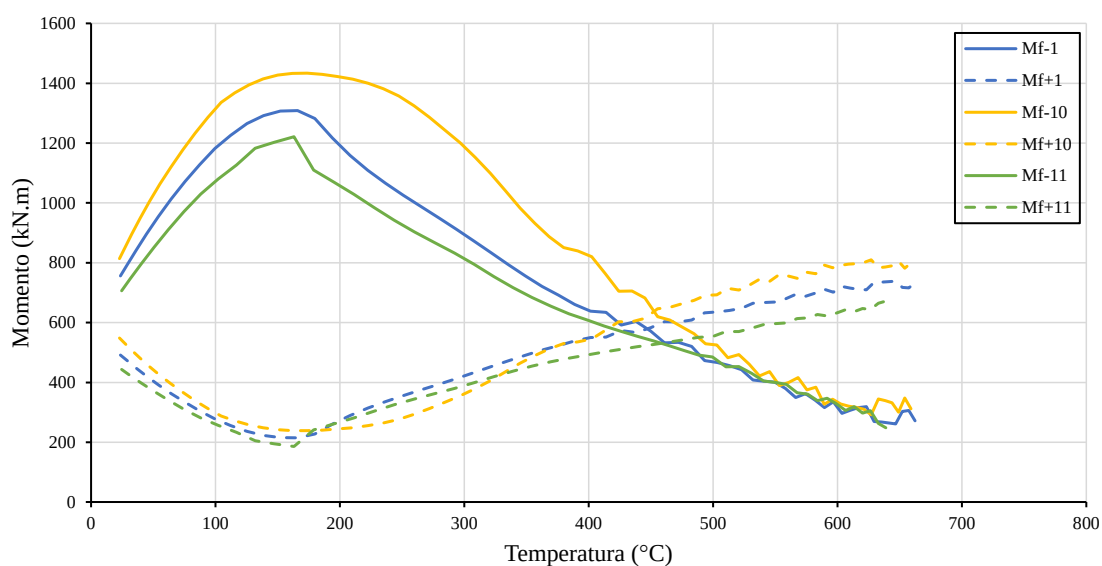


Figura 4-17: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M10 e M11 (variação da espessura da alma do perfil de aço: 12,5, 16 e 10 mm).

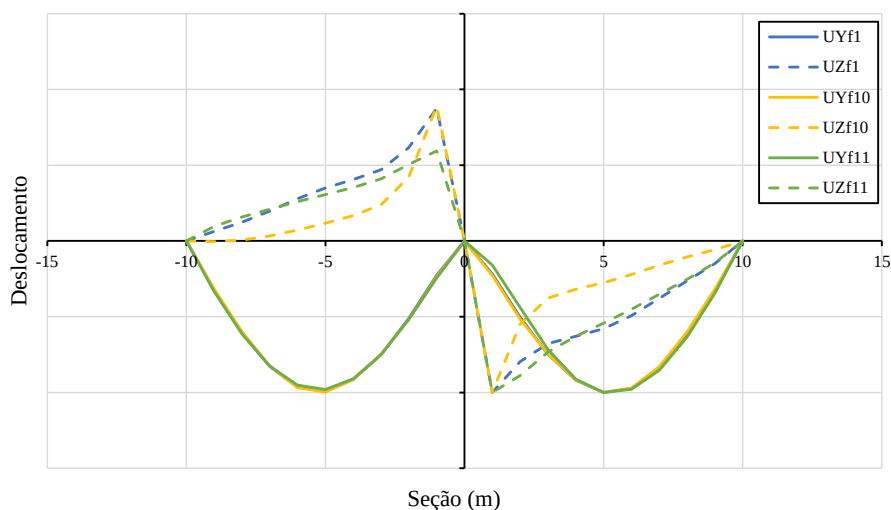


Figura 4-18: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M10 e M11 (variação da espessura da alma do perfil de aço: 12,5, 16 e 10 mm).

Para os Modelos M1, M10 e M11, a propriedade variada foi a espessura da alma do perfil de aço, ou seja, 12,5 mm, 16 mm e 10 mm, respectivamente.

O ponto que se torna mais evidente para os modelos M10 e M11 é o tempo crítico de resistência ao fogo (t_{cr}), que varia significativamente em relação ao modelo M1, como mostrado pela Tabela 4-3. Em outras palavras, o aumento da espessura da alma do perfil, além de garantir maior rigidez em estágios com baixas temperatura (elevando o momento negativo de pico), garante também um maior tempo de resistência ao fogo.

Além disso, pela Figura 4-17 ressalta-se o aumento do pico de momento negativo o maior alongamento do patamar para o modelo M10, indicando um aumento no momento de plastificação (a área do perfil de aço aumenta) e evidenciando que a FLA desempenha uma função crítica no comportamento estrutural em temperaturas relativamente baixas.

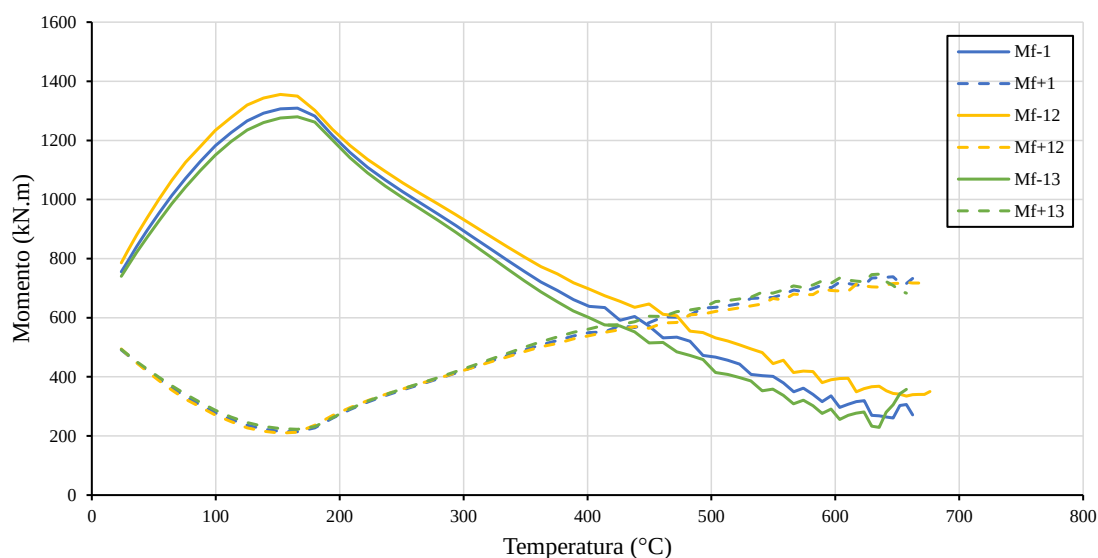


Figura 4-19: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M12 e M13 (variação da espessura da laje de concreto: 120, 150 e 100 mm).

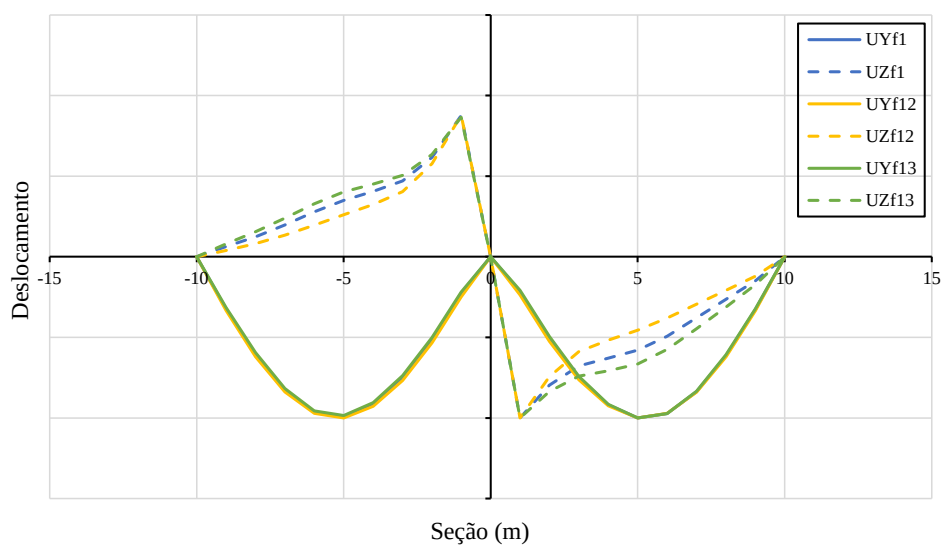


Figura 4-20: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M12 e M13 (variação da espessura da laje de concreto: 120, 150 e 100 mm).

Para os Modelos M1, M12 e M13, a propriedade variada foi a espessura da laje de concreto, ou seja, 120 mm, 150 mm e 100 mm, respectivamente.

Pela observação das Figuras 4-19 e 4-20, constata-se a grande semelhança dos comportamentos estruturais dos modelos M12 e M13 em relação ao modelo padrão M1, o que indica que a espessura da laje de concreto pode não ser uma propriedade relevante para a resistência de vigas mistas contínuas em situação de incêndio. Isso por ser explicado pelo fato que a laje de concreto se encontra fissurada nas regiões de momentos negativos, contribuindo minimamente para a resistência da viga mista, além de que a mesma se aquece muito pouco.

Todavia, pela Tabela 4-3, observa-se que o tempo crítico para o modelo M12 é superior ao do modelo M1, fato que pode ser explicado pela maior não uniformidade da distribuição de temperaturas ao longo da seção transversal mista gerada pelo aumento da espessura da laje, que mesmo fissurada, ainda funciona como isolante térmica. Em outras palavras, o aumento da espessura da laje reduz as temperaturas do perfil de aço em suas proximidades, tornando a degradação das propriedades mecânicas do aço em temperatura elevada menos intensa.

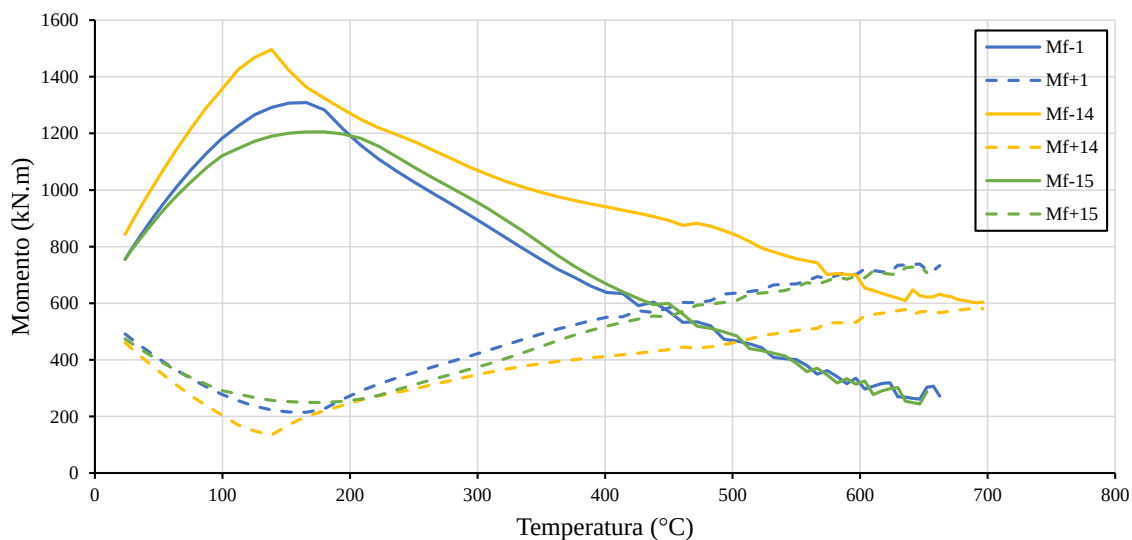


Figura 4-21: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M14 e M15 (variação da taxa de armadura: 15,08, 23,12 e 6,03 cm²).

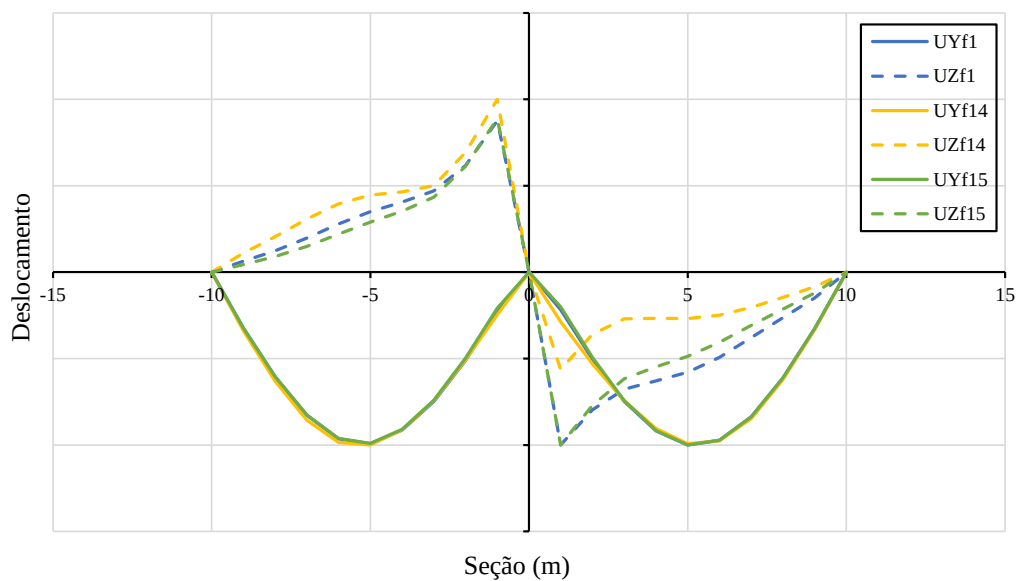


Figura 4-22: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M14 e M15 (variação da taxa de armadura: 15,08, 23,12 e 6,03 cm²).

Para os Modelos M1, M14 e M15, a propriedade variada foi a área de armadura na laje de concreto, ou seja, 15,08 cm², 23,12 cm² e 6,03 cm², respectivamente.

É perceptível pela Figura 4-21, o acréscimo na resistência da viga mista do modelo M14 em relação ao modelo padrão M1, o que já se era esperado visto que a laje se encontra fissurada, restando apenas a resistência das armaduras na seção mista, sendo assim, de elevada importância no comportamento estrutural. Todavia, nota-se que o pico de momento fletor negativo do modelo M14 ocorre em uma temperatura inferior à do modelo

M1, já que o aumento da taxa de armadura gera uma maior restrição à rotação na região do apoio central, aumentando as tensões normais devidas ao momento fletor e favorecendo instabilidades locais e globais. Ainda, com o aumento da quantidade de armadura na laje, a linha neutra tende a se aproximar mais da laje de concreto, aumentando a região comprimida do perfil de aço, o que explica o patamar reduzido para o modelo M14.

Ainda pela Tabela 4-3, nota-se o aumento significativo no tempo crítico para o modelo M14 em relação ao M1 devido ao fato que, mesmo em temperaturas elevadas no perfil de aço, a temperatura relativamente baixa nas armaduras não gera a degradação de suas propriedades mecânicas, sendo de grande importância na resistência da viga como um todo, principalmente após 500 °C, quando o perfil de aço se encontra extremamente comprometido.

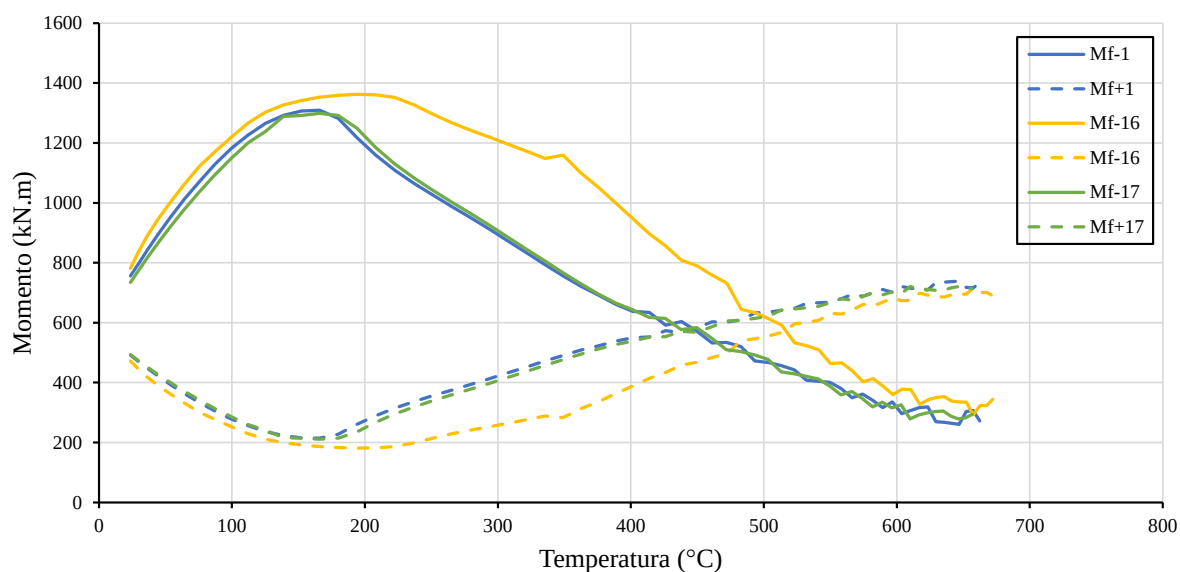


Figura 4-23: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M16 e M17 (variação da largura da laje de concreto: 2000, 3000 e 1400 mm).

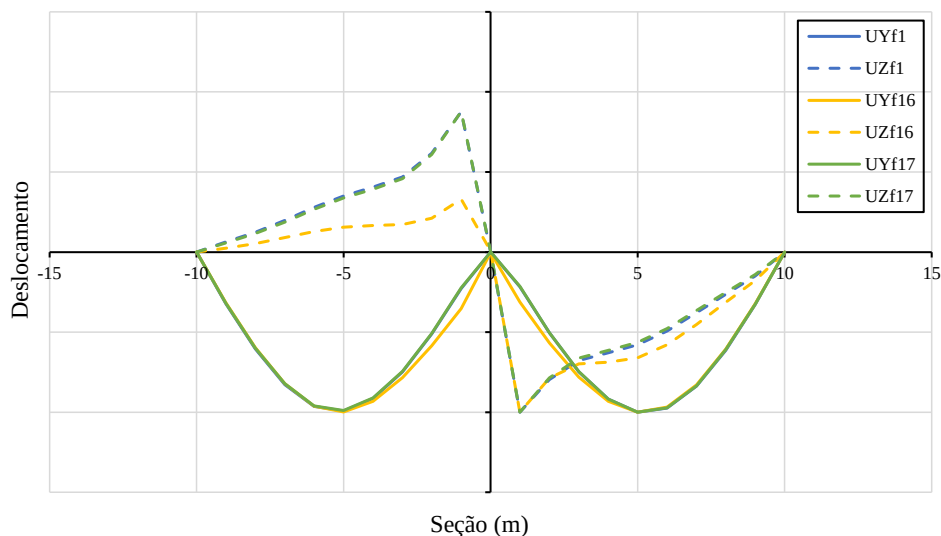


Figura 4-24: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M16 e M17 (variação da largura da laje de concreto: 2000, 3000 e 1400 mm).

Para os Modelos M1, M16 e M17, a propriedade variada foi a largura da laje de concreto, ou seja, 2000 mm, 3000 mm e 1400 mm, respectivamente.

É possível verificar, pela Figura 4-23, que o valor de momento fletor negativo máximo é maior para o modelo M16 e seu patamar também é mais alongado. Tal observação pode ser explicada pelo fato de que existe maior quantidade de armaduras na laje de 3000 mm, além de sua maior rigidez à flexão ser mais significativa.

Mesmo a quantidade de armadura sendo igual dentro da largura efetiva teórica entre os modelos, as armaduras que estão fora de tal região também contribuem para a resistência da seção mista. Vale lembrar que, a largura efetiva teórica é apenas uma simplificação normativa para a consideração da parcela de laje que atua conjuntamente com o perfil de aço na resistência dos esforços solicitantes.

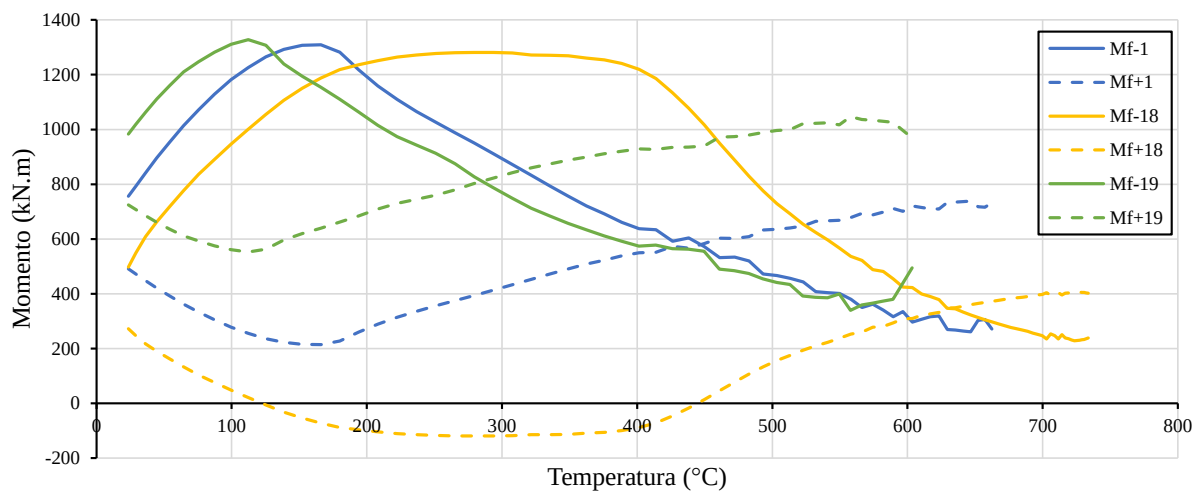


Figura 4-25: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M18 e M19 (variação do nível de carregamento: 50, 30 e 70%).

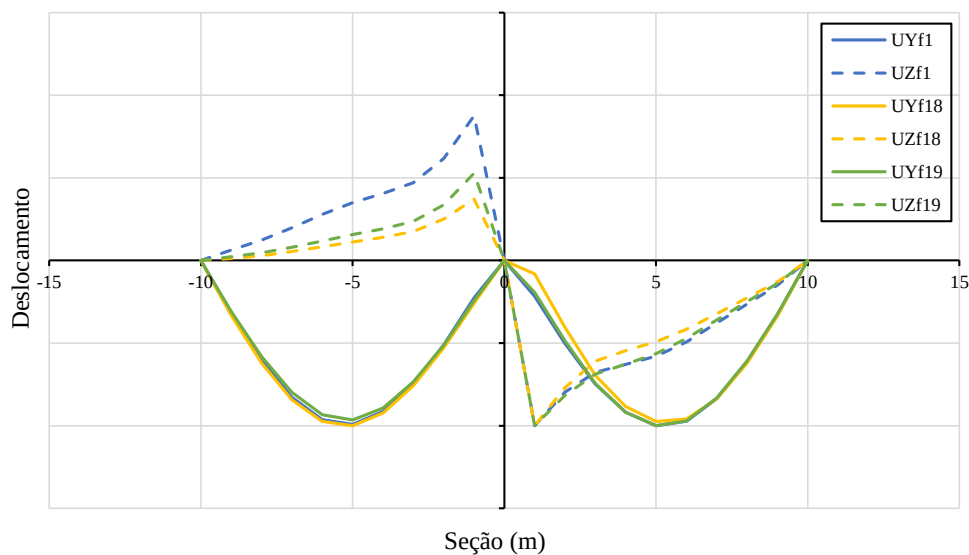


Figura 4-26: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M18 e M19 (variação do nível de carregamento: 50, 30 e 70%).

Para os Modelos M1, M18 e M19, o nível de carregamento foi alterado, ou seja, 50%, 30% e 70% da carga correspondente ao momento resistente máximo negativo em temperatura ambiente (M_{rk}), respectivamente.

A partir da Figura 4-25 e da Tabela 4-3, nota-se a proximidade dos valores dos momentos fletores máximos entre os modelos, já que o nível de carregamento pouco interfere na resistência das vigas (os modelos apresentam a mesma seção transversal). É perceptível que o momento fletor negativo tem seu decaimento em temperatura muito mais elevada para o modelo M18 em relação aos modelos M1 e M19, visto que, como o carregamento

é menor, as tensões normais devidas ao momento fletor no apoio central são menores e, conseqüentemente, o nível de compressão na seção transversal é reduzido, postergando o momento em que as instabilidades ocorrem.

Ainda, nota-se que o gráfico de momentos fletores positivos para o modelo M18 cruza o eixo da temperatura, resultando em valores negativos, indicando assim que a região de momentos negativos ultrapassa o centro do vão da viga. Tal observação é coerente devido ao fato de que, em níveis de carregamentos baixos, os deslocamentos no centro do vão são reduzidos, minorando também os momentos fletores positivos nessa região e, como as restrições às deformações térmicas ainda ocorrem no apoio central, a região de concreto tracionado aumenta.

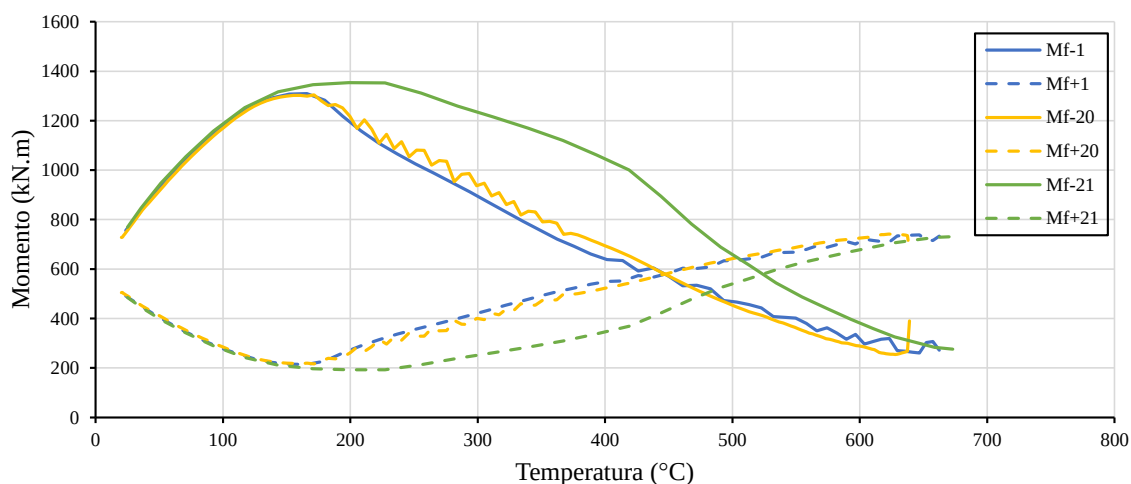


Figura 4-27: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M20 e M21 (variação do parâmetro adimensional da CET: 1, 0,2 e 5).

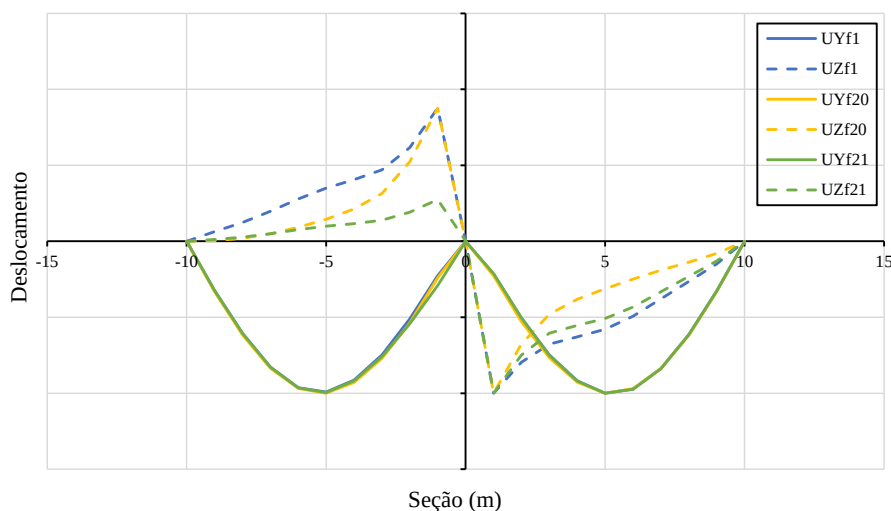


Figura 4-28: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1, M20 e M21 (variação do parâmetro adimensional da CET: 1, 0,2 e 5).

Para os Modelos M1, M20 e M21, alterou-se o valor do parâmetro adimensional da curva de elevação da temperatura conforme o EN 1991-1-2:2002, ou seja, 1 (incêndio padrão da ISO 834-1:1999), 0,2 e 5, respectivamente.

Pela Tabela 4-3, nota-se uma relevante diferença entre o valor do tempo crítico (t_{cr}) para as vigas dos Modelos 20 e 21, com valores de 2460 e 447 segundos, respectivamente, o que é explicado pela diferença na taxa de aquecimento entre as curvas utilizadas. Dessa forma, o Modelo 20 tem seu aquecimento mais lento que o Modelo 21, resultando em temperaturas de colapso semelhantes, mas em tempos de incêndio muito diferentes.

Pela Figura 4-27, é possível observar a semelhança entre os comportamentos dos Modelos 1 e 20, indicando que os efeitos gerados por um aquecimento mais lento não são significativos, ou seja, apenas o tempo de colapso é alterado. Já para o Modelo 21, observa-se um comportamento semelhante ao dos demais modelos até o momento em que ocorre o pico de momentos negativos para os Modelos 1 e 20. Após isso, nota-se um maior momento fletor negativo pós pico para o Modelo 21 em relação aos demais, com o aumento da temperatura.

Ainda, os comportamentos dos momentos fletores negativos dos modelos M1, M20 e M21 foram verificados ao longo do tempo de incêndio, como mostrado a seguir:

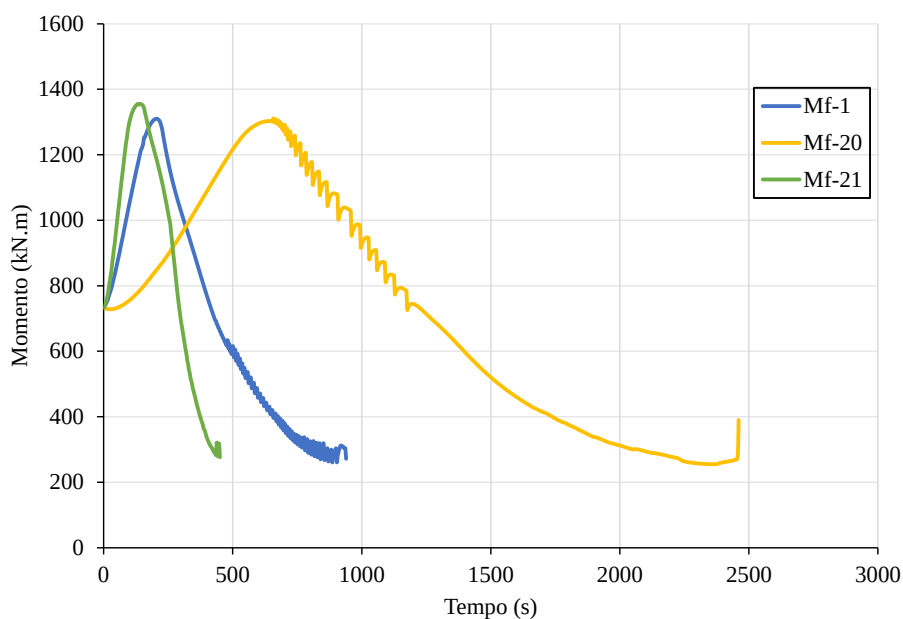


Figura 4-29: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1, M20 e M21 ao longo do tempo (variação do parâmetro adimensional da CET: 1, 0,2 e 5).

Notou-se, pela Figura 4-29 que o modelo M20 permanece em momentos fletores elevados por mais tempo que os demais, o que pode ser explicado pelas menores restrições às deformações térmicas, visto que as temperaturas aumentam de forma menos intensa em comparação aos demais modelos.

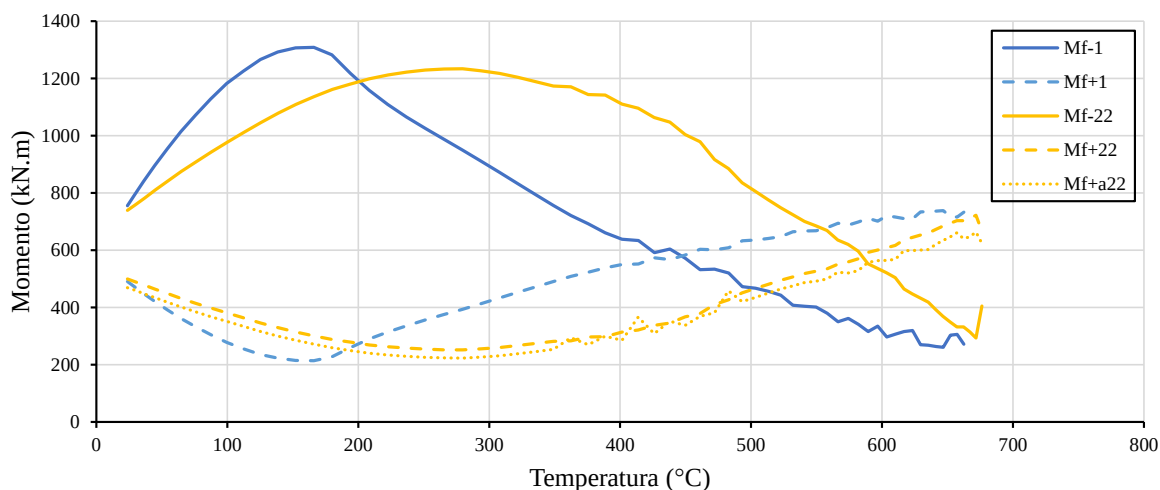


Figura 4-30: Comparação para os momentos fletores entre os modelos M1 e M22 (variação da compartimentação: F/F e F/A).

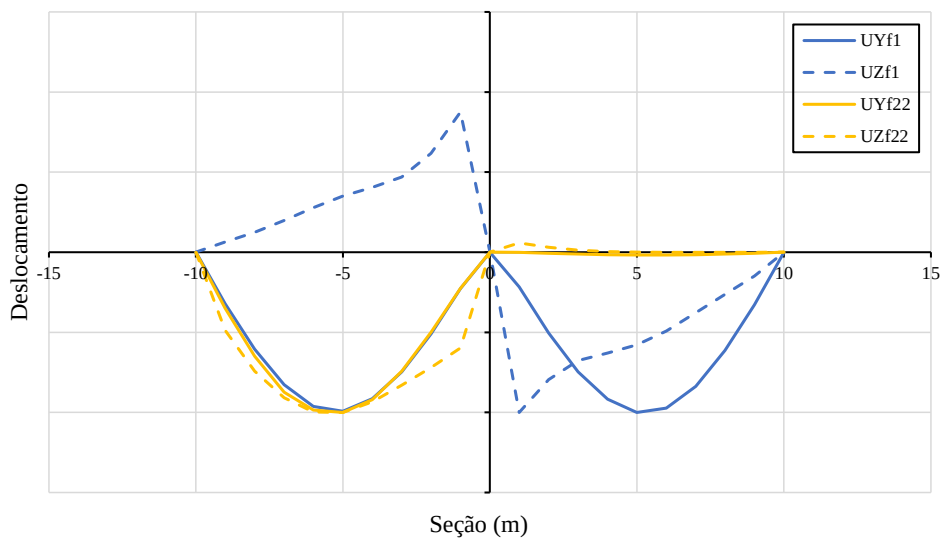


Figura 4-31: Comparação para as configurações deformadas entre os modelos M1 e M22 (variação da compartimentação: F/F e F/A).

Para os Modelos M1 e M22, alteraram-se os tramos da viga mista contínua submetidos à elevação de temperatura, sendo que para o modelo M1, os dois tramos encontram-se sob condições de incêndio e para o modelo M22, apenas um tramo está exposto ao fogo (seção -10 m a seção 0 m), sendo o outro mantido em temperatura ambiente.

Na Figura 4-30, o gráfico $M_f^+{}_{a22}$ representa o momento positivo no centro do vão em temperatura ambiente. É possível observar que os momentos fletores positivos no tramo em temperatura ambiente são ligeiramente inferiores aos do tramo submetido ao incêndio, visto que no centro do tramo sem elevação de temperatura não ocorrem deformações térmicas.

O modelo M22 apresentou um valor de momento fletor negativo máximo inferior ao do modelo M1, o que pode ser explicado pela menor restrição às deformações térmicas geradas pelo tramo não aquecido (o momento fletor negativo devido à curvatura térmica é inferior em comparação ao caso com os dois tramos aquecidos). Como a restrição é menor, os esforços de compressão na viga também são, postergando a ocorrência de instabilidades e, por esse motivo, o patamar do modelo M22 é mais extenso. Ainda, o fato de o patamar ser mais extenso para o modelo M22 pode ser um indicativo de que a capacidade de carga seria sustentada caso a carga atuante fosse maior.

Ainda, pela Tabela 4-3, se nota um aumento no tempo crítico de colapso da viga do modelo M22 em relação ao modelo M1, indicando que a compartimentação pode trazer efeitos benéficos para o comportamento geral do elemento estrutural.

Por fim, optou-se por comparar o acréscimo de resistência gerado pela continuidade das vigas estudadas quando comparadas a vigas biapoiadas. Dessa forma, partindo-se dos valores de M_{fi}^+ de cada modelo e igualando-os a equação do momento máximo positivo de uma viga biapoiada, foi possível obter o valor do carregamento que gera o colapso da viga para o caso sem continuidade, q_{bi} . Tais valores de carga foram comparados aos valores de carga aplicados ao modelo com continuidade e em temperatura elevada, q_{fi} , como mostrado na Tabela 4-4.

Tabela 4-4: Comparações entre os modelos com e sem continuidade.

Modelo	M_{fi}^+ (kN.m)	q_{fi} (kN/m)	L (m)	q_{bi} (kN/m)	Dif. (%)
1	733,19	69,52	10	58,66	15,62
2	899,62	38,17	15	31,99	16,21
3	492,94	104,70	7	80,48	23,14
4	795,11	76,10	10	63,61	16,41
5	555,60	56,82	10	44,45	21,78
6	773,91	82,44	10	61,91	24,90
7	568,30	57,32	10	45,46	20,69
8	757,71	79,70	10	60,62	23,94
9	612,37	59,66	10	48,99	17,89
10	800,47	76,45	10	64,04	16,23
11	672,00	63,70	10	53,76	15,60
12	712,50	71,00	10	57,00	19,72
13	683,48	68,99	10	54,68	20,74
14	580,38	70,60	10	46,43	34,23
15	708,47	68,18	10	56,68	16,87
16	720,19	69,01	10	57,62	16,51
17	712,80	68,81	10	57,02	17,13
18	402,17	41,71	10	32,17	22,86
19	969,34	97,32	10	77,55	20,32
20	673,91	69,52	10	53,91	22,45
21	731,03	69,52	10	58,48	15,87
22	666,63	69,52	10	53,33	23,29
				Média (%)	20,11
				Desv. Pad. (%)	4,43

Como mostrado pela Tabela 4-4, em média, as vigas mistas contínuas são 20,11% mais resistentes em comparação com as vigas mistas biapoiadas, de forma que um fator de aumento de resistência de 1,20 pode ser aplicado em demais casos condizentes aos estudados no presente trabalho.

5 CONCLUSÕES

5.1 Sobre o Trabalho Realizado

No presente trabalho, um estudo amplo sobre o comportamento estrutural de vigas mistas contínuas submetidas a momentos fletores não uniformes e em situação de incêndio foi realizado, através de análises paramétricas via modelos de elementos finitos. Para isso, um modelo base foi adaptado a partir de Dias (2021) e uma série de parâmetros foram analisados e suas influências elencadas.

Notou-se que, em temperaturas relativamente baixas (abaixo de 200 °C), em um momento inicial, o momento de plastificação das vigas é de extrema importância, pois determina a pico de momento de fletor negativo em instantes em que as propriedades mecânicas ainda não estão degradadas. Uma vez que a viga tem grande parte de sua seção plastificada, ocorre uma perda de rigidez, propiciando a ocorrência de instabilidades locais e globais. A dificuldade da seção transversal em sofrer instabilidades determina a extensão do patamar do diagrama de momentos em relação à temperatura, sendo que o ponto do início de seu decaimento ocorre quando as instabilidades tornam-se evidentes nos modelos. Por fim, devido à hiperestaticidade das vigas contínuas, os momentos são redistribuídos para o centro do vão e, em temperaturas entre 600 °C e 700 °C, ocorrem os colapsos dos modelos.

O aumento da altura da alma do perfil de aço mostrou-se eficaz para a elevação do valor de pico de momento fletor negativo resistente, todavia, com o aumento da esbelteza, após a perda de rigidez causada pela plastificação do perfil, as instabilidades tendem a ocorrer mais rapidamente. A elevação da taxa de armadura em regiões de concreto tracionado resultou em um aumento do momento fletor negativo máximo, mas propiciou a ocorrência de instabilidades mais rapidamente, devido ao deslocamento da linha neutra em direção à laje, resultando em uma região maior de compressão no perfil. Os aumentos de propriedades como a espessura da alma e das mesas mostraram-se muito eficientes na melhora da resposta geral das vigas, tanto através do aumento do momento fletor máximo atingido quanto para a postergação da ocorrência das instabilidades que geram a perda de

capacidade resistente nas regiões do apoio central. O aumento da espessura da laje de concreto pouco interferiu no comportamento estrutural das vigas analisadas. A consideração da compartimentação pode se mostrar benéfica para o comportamento estrutural das vigas, pois retarda a ocorrência das instabilidades e aumenta o tempo crítico de colapso da viga.

Em geral, os valores obtidos numericamente para os momentos fletores resistentes negativos e positivos foram condizentes com os valores analíticos, tanto para temperatura ambiente quanto para temperaturas elevadas, indicando a eficácia do modelo utilizado e das premissas adotadas.

Notou-se que a consideração da continuidade das vigas resultou em um aumento de, em média, 20,11% da resistência em comparação aos mesmos modelado considerados com biapoiados. Dessa forma, um fator de acréscimo de resistência de 1,20 devido à continuidade das vigas mistas em temperatura elevada foi sugerido.

Ao fim do trabalho, uma tendência do comportamento das vigas mistas contínuas foi observada e os resultados foram, em geral, considerados satisfatórios e apontam para novos estudos no tema, que ainda é pouco abordado a nível mundial.

5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

Como o tema do presente trabalho ainda é pouco estudado a nível mundial, sugerem-se algumas verificações pertinentes que podem ser objeto de estudo de outros trabalhos.

Dentre os pontos relevantes não estudados, ressaltam-se:

- os efeitos nocivos gerados nos apoios das vigas mistas contínuas devidos às restrições térmicas – neste caso, pode ser necessário, inclusive, considerar a degradação da rigidez do apoio central da viga que, por sua vez, reduziria a amplificação do momento no apoio.
- o estudo da influência da restrição ao alongamento térmico das vigas, que foi liberado no presente trabalho.
- o estudo mais aprofundado da compartimentação das vigas, visto que ela é muito comum em estruturas reais.

- a variação de parâmetros de ventilação, de materiais de revestimento e da carga de incêndio no ambiente incendiado.
- a elaboração de uma complementação do atual modelo, englobando, de forma mais fidedigna, o trecho de decaimento da temperatura das vigas.
- O estudo de vigas mistas semicontínuas em situação de incêndio.

REFERÊNCIAS

- AMADIO, C.; FEDRIGO, C.; FRAGIACOMO, M.; MACORINI, L. *Experimental Evaluation of Effective Width in Steel-Concrete Composite Beams*. Journal of Constructional Steel Research, v.60, p. 199-220, 2004.
- AMARAL, T. V.; OLIVEIRA, J. P. S.; CALENZANI, A. F. G.; TEIXEIRA, F. B. *Lateral-distortional Buckling of Continuous Steel-Concrete Composite Beams*. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 11, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *Projeto de Revisão da NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 14323: Dimensionamento de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas Aço-Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 14432: Exigências de Resistências ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2000.
- BRADFORD, M. A.; KEMP, A. R. *Buckling in Continuous Composite Beams*. Progress in Structural Engineering and Materials, v. 2, p. 169-178, 2000.
- CASTRO, J. M.; ELGHAZOULI, A. Y.; IZZUDDIN, B. A. *Assessment of Effective Slab Widths in Composite Beams*. Journal of Constructional Steel Research, v. 63, p. 1317-1327, 2007.

CHEN, L. Z.; RANZI, G.; JIANG, S. -G.; TAHMASEBINIA, F.; LI, G. -Q. *Performance and Design of Shear Connectors In Composite Beams With Parallel Profiled Sheeting At Elevated Temperatures*. International Journal of Steel Structures, v. 16, n. 1, p. 217-229, 2016.

CHEN, S. *Experimental Study of Prestressed Steel-Concrete Composite Beams with External Tendons for Negative Moments*. Journal of Constructional Steel Research, v. 61, p. 1613-1630, 2005.

CHEN, S. *Instability of Composite Beams in Hogging Bending*. Tese de Doutorado, University of Warwick, Reino Unido, 1992.

CHEN, S.; JIA, Y. *Required and Available Moment Redistribution of Continuous Steel-Concrete Composite Beams*. Journal of Constructional Steel Research, v.64, p. 167-175, 2008.

CHEN, S.; WANG, X. *Finite Element Analysis of Distortional Lateral Buckling of Composite Beams with Transverse Web Stiffeners*. Advances in Structural Engineering, v. 15, p. 1697-161, 2012.

CHEN, W.; YE, J. *Elastic Lateral and Restrained Distortional Buckling of Doubly Symmetric I-Beams*. International Journal of Strucural Stability and Dynamics, 10, p. 983-1016, 2010.

CLIMENHAGA, J. J.; JOHNSON, R. P. *Local Buckling in Continuous Composite Beams*. The Structural Engineer, v. 50, n. 9, p. 367-374, 1972.

DEKKER, N. W.; KEMP, A. R.; TRINCHERO, P. *Factors Influencing the Strength of Continuous Composite Beams in Negative Bending*. Journal of Constructional Steel Research, v. 34, p. 161-185, 1995.

DHARMA, R. B.; TAN, K. H. *Experimental and Numerical Investigation on Ductility of Composite Beams in the Hogging Moment Regions under Fire Conditions*. Journal of Structural Engineering, v. 134, n. 12, p. 1873-1886, 2008.

DIAS, J. V. F. D. *Determinação do Momento Crítico Elástico à Flambagem Lateral com Distorção de Vigas Mistas Contínuas e Semicontínuas*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2018.

DIAS, J. V. F. D. *Flambagem Lateral com Distorção de Vigas Mistas de Aço e Concreto em Situação de Incêndio: Análises Experimental e Numéricas e Proposta de Procedimento de Cálculo*. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2021.

DIAS, J. V. F. D.; OLIVEIRA, J. P. S.; CALENZANI, A. F. G.; FAKURY, R. H. *Elastic Critical Moment f Lateral-Distortional Buckling of Steel-Concrete Composite Beams Under Uniform Hogging Moment*. International Journal of Structural Stability and Dynamics, v. 19, n. 7, 1950079, 2019.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – EN 1991-1-2:2002. *Eurocode 1: Actions on Structures. Part 1-2: General Actions – Actions on Structures Exposed to Fire*. Brussels, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – EN 1992-1-2:2004. *Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – EN 1993-1-1:2005. *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – EN 1993-1-2:2005. *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-2: General Rules – General Fire Design*. Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – EN 1994-1-1:2004. *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – EN 1994-1-2:2004. *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1-2: General Rules – General Fire Design*. Brussels, 2005.

FILLA, N. C. F.; DIAS, J. V. F.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H. *Study on the Lateral Distortional Buckling Sensitivity to Geometrical Imperfections in Steel-Concrete Composite Beams*. International Congress on Structural Integrity and Maintenance, 2021, Belo Horizonte. Proceedings of the 2021 International Congress on Structural Integrity and Maintenance (SIM2021), 2021.

FAKURY, R. H.; LAS CASAS, E. B.; PACÍFICO F. JR., F.; ABREU, L. M. P. *Design of Semi-Continuous Composite Steel-Concrete Beams at the Fire Limit State*. Journal of Constructional Steel Research, v. 61, p. 1094-1107, 2005.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. de C. e CALDAS, R. B. *Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto*. 1ª ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2017.

FAN, C. K. *Buckling in Continuous Composite Beams*. Tese de Doutorado, University of Warwick, Reino Unido, 1990.

FAN, J.; NIE, J.; LI, Q.; WANG, H. *Long-Term Behavior of Composite Beams under Positive and Negative Bending: Experimental Study*. Journal of Structural Engineering, v. 136, p. 849-857, 2010.

GOLTERMANN, P.; SVENSSON, S. E. *Lateral Distortional Buckling: Predicting Elastic Critical Stress*. Journal of Structural Engineering, v. 114, p. 1606-1625, 1988.

HANSWILLE, G., LINDNER, J., & MÜNICH, D. *Lateral Torsional Buckling of Composite Beams*. Stahlbau, v. 67, p. 525-535, 1998.

ISO – INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 834-1:1999. Fire Resistant Tests – Elements of Building Construction – Part 1: General Requirements*. Geneva, 1999.

JOHNSON, R. P. *Composite Structures of Steel and Concrete - Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings*. 3^a ed. Hoboken, NJ, EUA: John Wiley & Sons Inc, 2004.

JOHNSON, R. P.; FAN, C. K. R. *Distortional Lateral Buckling of Continuous Composite Beams*. Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 2, v. 91, p. 131-161, 1991.

KEMP, A. R.; DEKKER, N. *Rotation Capacity in Steel and Composite Beams*. The Structural Engineer, v. 69, n. 5, p. 88-97, 1991.

KRUPPA, J.; ZHAO, B. *Fire Resistance of Composite Beams to Eurocode 4 Part 1.2*. Journal of Constructional Steel Research, v. 33, p. 51-69, 1995.

LEI, J.-S.; LI, L.-Y. *Combined web distortional and lateral-torsional buckling of partially restrained I-section beams*. International Journal of Mechanical Sciences 131-132, p. 107-122, 2017.

LEMES, Í. J. M. *Análise Avançada via MRPR de Estruturas Mistas de Aço e Concreto*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil, 2015.

LIANG, Q. Q.; UY, B.; BRADFORD, M. A.; RONAGH, H. R. *Ultimate Strength of Continuous Composite Beams in Combined Bending and Shear*. Journal of Constructional Steel Research, v.60, p. 1109-1128, 2004.

LOH, H. Y.; UY, B.; BRADFORD, M. A. *The Effects of Partial Shear Connection in the Hogging Moment Regions of Composite Beams. Part I – Experimental Study*. Journal of Constructional Steel Research, v.60, p. 897-919, 2004a.

LOH, H. Y.; UY, B.; BRADFORD, M. A. *The Effects of Partial Shear Connection in the Hogging Moment Regions of Composite Beams. Part II – Analytical Study*. Journal of Constructional Steel Research, v.60, p. 921-962, 2004b.

MIRZA, O.; UY, B. *Behaviour of headed stud shear connectors for composite steel-concrete beams at elevated temperatures*. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, p. 662-674, 2009.

NIE, J. G.; TIAN, C.-Y.; CAI, C. S. *Effective Width of Steel-Concrete Composite Beam at Ultimate Strength State*. Engineering Structures, v. 30, p. 1396-1407, 2008.

OLIVEIRA, J. P. S. *Nova Proposição para Verificação do Estado-Limite de Flambagem Lateral com Distorção de Vigas Mistas de Aço e Concreto*. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2018.

OLIVEIRA, J. P. S.; DIAS, J. V. F.; FAKURY, R. H.; CALENZANI, A. F. G. *Resistant Bending Moment to Lateral-Torsional Buckling of Continuous Steel and Concrete Composite Beams with Transverse Stiffeners*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. v. 14, e14412, 2021.

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

SANAD, A. M.; ROTTER, J. M.; USMANI, A. S.; O'CONNOR, M. A. *Composite Beams in Large Buildings Under Fire: Numerical Modeling and Structural Behaviour*. Fire Safety Journal, v. 35, p. 165-188, 2000.

SVENSSON, S. E. *Lateral Buckling of Beams Analysed as Elastically Supported Columns Subject to a Varying Axial Force*. Journal of Constructional Steel Research, v. 5, p. 179-193, 1985.

TAN, E. L.; UY, B. *Modelling Semi-Continuous Beams for the Determination of Their Flexural and Rotational Capacities*. Proceedings of the 2011 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics, Seoul, Korea, 2011.

VASDRAVELLIS, G.; UY, B.; TAN, E. L.; KIRKLAND, B. *The Effects os Axial Tension on the Hogging-Moment Regions of Composite Beams*. Journal of Constructional Steel Research, v. 68, p. 20-33, 2012.

WANG, Y. C. *Steel and Composite Structures – Behaviour and Design for Fire Safety*. 1ª ed. Londres, Reino Unido: Spoon Press, 2002.

ZHAO, B.; ARIBERT, J.-M. *Simple Calculation Method of Fire Resistance of Continuous Composite Beams*. Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff, Alberta, Canadá, 2000.

ZHAO, B.; KRUPPA, J. *Fire Resistance of Composite Slabs with Profiled Steel Sheet and of Composite Steel Concrete Beams – Part 2: Composite Beams*. ECCS, EUR 16822 EN, 1997.

ZHOU, W.-B.; JIANG, L.-Z.; KANG, J.; BAO, M. *Distortional Buckling Analysis of Steel-Concrete Composite Girders in Negative Moment Area*. Mathematical Problems in Engineering, 2014.

ZHOU, W.-B., JIANG, L.-Z., LI, S.-J.; KONG, F. *Elastic Distortional Buckling Analysis of I-Steel Concrete Composite Beam Considering Shear Deformation*. International Journal of Structural Stability and Dynamics, v. 16, 2016.

ANEXO A - DETERMINAÇÃO DE $M_{FI-TEÓRICO}$ SEGUNDO DIAS (2021)

O procedimento de cálculo do momento fletor negativo resistente em temperatura elevada, $M_{fi-teórico}$ segundo a formulação proposta por Dias (2021), para um instante de tempo t , se inicia pela determinação da posição da linha neutra da seção mista homogeneizada:

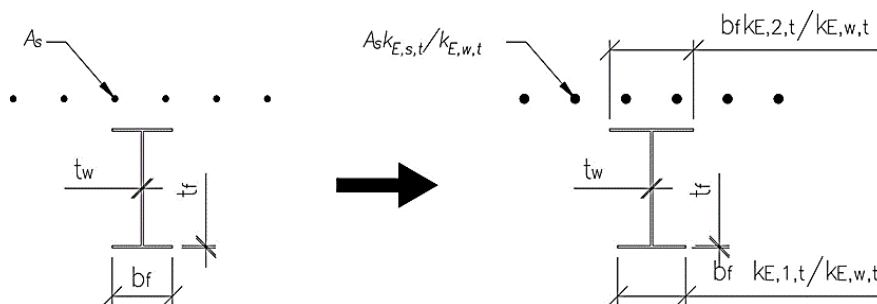


Figura A-1: Seção mista homogeneizada.
Fonte: Dias (2021).

Na Figura A-1, os fatores de redução em um instante t dos módulos de elasticidade das armaduras, da mesa inferior, da mesa superior e da alma do perfil são representados por $k_{E,s,t}$, $k_{E,1,t}$, $k_{E,2,t}$ e $k_{E,w,t}$, respectivamente. É possível observar que a homogeneização foi realizada em termos do módulo de elasticidade longitudinal do mês do perfil de aço.

Após isso, determinam-se as forças de plastificação em cada um dos elementos da seção transversal, as quais possuem identificação idêntica à realizada para os fatores de redução do módulo de elasticidade:

$$F_1 = b_f t_f f_y k_{y,1,t} \quad (A.1)$$

$$F_2 = b_f t_f f_y k_{y,2,t} \quad (A.2)$$

$$F_w = h t_w f_y k_{y,w,t} \quad (A.3)$$

$$F_s = A_s f_{y,s} k_{y,s,t} \quad (A.4)$$

Segundo Zhao e Kruppa (1997), caso obtenha-se $F_s > F_1 + F_2 + F_w$, faz-se necessário reduzir a área de armadura, a fim de garantir que a linha neutra plástica se situe na interface entre o perfil e a laje.

Calcula-se, então, a rigidez rotacional da viga mista, que pode ser considerada em casos usuais como igual a rigidez à flexão lateral da alma do perfil (dominante) e, portanto, tem-se a rigidez rotacional no instante t , $k_{r,t}$, dada pela equação:

$$k_{r,t} = \frac{k_{E,w,t} E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_0} \quad (\text{A.5})$$

O coeficiente de empenamento do perfil, $C_{wd,t}$, considerando o polo no centroide mesa superior e homogeneizando a mesa inferior para calcular sua inércia e a constante de torção do perfil de aço, J_t , tomando a seção homogeneizada, são obtidos da seguinte forma:

$$C_{wd,t} = \frac{h_0^2 b_f^3 t_f \left(\frac{k_{E,1,t}}{k_{E,w,t}} \right)}{12} \quad (\text{A.6})$$

$$J_t = \Sigma b_i t_i^3 \left(\frac{k_{E,i,t}}{k_{E,w,t}} \right) \quad (\text{A.7})$$

Assim, é possível determinar o parâmetro adimensional, $\eta_{b,t}$, da seguinte maneira:

$$\eta_{b,t} = \sqrt{\frac{k_{r,t} L^4}{k_{E,w,t} E_a C_{wd,t}}} \quad (\text{A.8})$$

Ainda, é necessária a determinação do número de semiondas de flambagem, n , que depende do número de semiondas teórico, n_{id} :

$$n_{id} = \sqrt{\frac{\eta_{b,t}}{\pi}} \quad (\text{A.9})$$

O valor de n é relativo ao menor valor do momento crítico à FLD em temperatura elevada, $M_{cr,t}$, obtido considerando os dois números de semiondas inteiros (n_1 e n_2) mais próximos de n_{id} . Assim, $M_{cr,t}$ é dado por:

$$M_{cr,t} = \frac{\kappa_{g,t}}{h_0} \left\{ k_{E,w,t} G_a J_t + \frac{k_{E,w,t} E_a C_{wd,t}}{L^2} \left[(n\pi)^2 + \left(\frac{\eta_{b,t}}{n\pi} \right)^2 \right] \right\} \quad (A.10)$$

sendo $\kappa_{g,t}$ um coeficiente dado por:

$$\kappa_{g,t} = \frac{I_x}{I_{ax}} \left(0,31 + 0,59 \times 0,05 \frac{\bar{y}}{h_0} \right) \quad (A.11)$$

na qual $\bar{y}$ é obtido tomando-se a distância das posições da linha neutra elástica da seção homogeneizada da viga mista sem e com a armadura.

Para seções de classificação 1 e 2 segundo o EN 1994-1-2:2005, a mesma norma determina que o momento negativo resistente característico em temperaturas elevadas, $M_{\bar{f}i,t,Rk}$ é igual ao momento de plastificação total da seção, $M_{\bar{f}i,t,pl}$. Dessa forma, o parâmetro de esbeltez $\lambda_{dist,\bar{f}i,t}$ é dado por:

$$\lambda_{dist,\bar{f}i,t} = \sqrt{\frac{M_{\bar{f}i,t,Rk}^-}{M_{cr,t}}} \quad (A.12)$$

Dessa forma, determina-se o fator de redução da capacidade resistente da seção, $\chi_{dist,\bar{f}i,t}$, a partir das seguintes equações (que são empregadas pelo EN 1993-1-2:2005 para a FLT):

$$\chi_{dist,\bar{f}i,t} = \frac{1}{\phi_{dist,\bar{f}i,t} + \sqrt{(\phi_{dist,\bar{f}i,t}^2 - \lambda_{dist,\bar{f}i,t}^2)}} \quad (A.13)$$

$$\phi_{dist,\bar{f}i,t} = \frac{1}{2} (1 + \alpha \lambda_{dist,\bar{f}i,t} + \lambda_{dist,\bar{f}i,t}^2) \quad (A.14)$$

$$\alpha = 0,022 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (A.15)$$

Por fim, determina-se o momento resistente negativo da viga mista considerando as influências da FLD, $M_{\bar{f}i-teórico}^-$ (chamado de $M_{\bar{f}i,dist,t,Rk}$ no texto de referência):

$$M_{\bar{f}i-teórico}^- = \chi_{dist,\bar{f}i,t} M_{\bar{f}i,t,Rk} \quad (A.16)$$

ANEXO B - DETERMINAÇÃO DE $M_{RK-TEÓRICO}$ SEGUNDO O PR NBR 8800:2022

O procedimento de obtenção do momento resistente característico negativo de vigas mistas contínuas, $M_{rk-teórico}$ contido no PR NBR 8800:2022 foi baseado nas prescrições de Dias (2018).

O processo se inicia pela obtenção da rigidez rotacional da seção mista, k_r , através da Eq. (2.3), que depende da rigidez à flexão da laje de concreto e da rigidez à flexão da alma do perfil de aço, k_1 e k_2 , a partir das Eqs. (2.4) e (2.5), respectivamente. Determinam-se, então, o coeficiente de empenamento do perfil, C_{wd} , considerando o polo no centroide mesa superior e homogeneizando a mesa inferior para calcular sua inércia, a constante de torção do perfil de aço, J , tomando a seção homogeneizada, o parâmetro adimensional η_b e o coeficiente κ_g , através das Eqs. (A.6), (A.7), (A8) e (A11), tomando todos os fatores de redução dos módulos de elasticidade iguais a 1.

Assim, é possível determinar o momento crítico à FLD em temperatura ambiente, M_{cr} :

$$M_{cr} = \frac{C_{dist}\kappa_g}{h_0} \left\{ G_a J + \frac{E_a C_{wd}}{L^2} \left[(n\pi)^2 + \left(\frac{\eta_b}{n\pi} \right)^2 \right] \right\} \quad (B.1)$$

sendo C_{dist} o coeficiente de modificação devido a distribuição não uniforme de momentos na viga mista, tabelado.

Subsequentemente, determina-se o momento resistente característico da seção transversal mista considerando sua plastificação total, M_{rk-NBR} , pelo mesmo procedimento adotado na atual NBR 8800:2008, ou seja, desprezando a influência da laje fissurada e considerando apenas o perfil de aço e as armaduras como elementos contribuintes para a resistência da seção.

Assim, é possível determinar o índice de esbeltez, λ_{dist} , da mesma forma apresentada pela Eq. (A.12), mas com as grandezas em temperatura ambiente. Obtém-se, então, o coeficiente de redução da resistência da viga mista contínua, χ_{dist} , a partir das relações apresentadas para elementos axialmente comprimidos, da mesma forma realizada pela atual NBR 8800:2008. Adicionalmente, o PR NBR 8800:2022 permite a consideração de

χ_{dist} igual a 1 caso λ_{dist} seja inferior à 0,4. Ainda, λ_{dist} pode ser determinado, simplificadamente, para seção duplamente simétricas segundo a seguinte equação:

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

Por fim, determina-se o valor de $M_{rk-teórico}^-$ (chamado de $M_{dist,Rk}^-$ pela referência normativa):

$$M_{rk-teórico}^- = \chi_{dist} M_{rk-NBR}^- \quad (B.3)$$